

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

Н.Я. КУЗИН

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ И ПОКРЫТИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

*Рекомендовано Министерством общего и
профессионального образования Российской
Федерации в качестве учебного пособия для
студентов высших учебных заведений,
обучающихся по строительным
специальностям*



Издательство Ассоциации Строительных Вузов
Москва 1999

УДК 624.014

Рецензенты: член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор Мордовского государственного университета В.П.Селяев;
кафедра "Конструкции зданий и сооружений" Тамбовского государственного университета (зав. кафедрой кандидат технических наук, доцент В.В. Леденев)

Кузин Н.Я. Проектирование и расчет стальных ферм покрытий промышленных зданий: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 1998 – 184 с.

ISBN 5-87829-069-3

Рассматриваются актуальные вопросы проектирования и расчета металлических ферм с применением эффективных прокатных профилей

Учебное пособие подготовлено на кафедре металлических и деревянных конструкций и предназначено для использования студентами специальности 290300 "Промышленное и гражданское строительство" при выполнении курсового и дипломного проектирования.

ISBN 5-87829-069-3

© Издательство АСВ, 1998

© Пензенская государственная

архитектурно-строительная академия, 1998

© Н.Я.Кузин, 1998

Предисловие

Современное развитие строительства требует применения экономичных, легких, долговечных, эстетически выразительных, надежных строительных конструкций.

В определенной степени этому отвечают металлические конструкции. Они изготавливаются из относительно легкого, прочного, плотного материала – стали. Причем для различных видов конструкций или их наиболее нагруженных элементов могут применяться стали с высоким расчетным сопротивлением. К распространенным элементам строительных конструкций можно отнести металлические фермы.

Они применяются в промышленных, общественных зданиях и от их конструктивного решения зависят архитектурный вид здания, стоимость. Современный уровень производства прокатных профилей позволяет изготавливать такие поперечные сечения, которые лучше всего отвечают работе элементов ферм на сжатие, изгиб, растяжение, сжатие с изгибом, в результате ферма становится легче и дешевле.

Однако вопросы проектирования таких ферм имеют некоторую специфику. Она заключается в том, что необходимо учитывать ряд конструктивных особенностей, а именно: местную устойчивость труб и гнуто-сварных профилей, работу сварных швов в узлах ферм и фланцевых соединениях.

Для студентов, изучающих курс "Металлические конструкции", выполняющих расчеты и конструирование ферм, пособие будет полезным. В нем изложены основные расчетные положения по проектированию стальных ферм из одиночных, а также двух симметрично расположенных уголков, с поясами из широкополочных тавров, круглых труб, замкнутых гнутых профилей.

Для лучшего понимания проблемы при изучении раздела "Стропильные фермы" в пособии даны примеры расчета и некоторые чертежи, эскизы.

В этой связи практические навыки по проектированию и расчету металлических ферм являются важным условием профессиональной подготовки инженеров-строителей (специальность 290300 – "Промышленное и гражданское строительство").

Автор выражает признательность инженеру Комякову В.М., принимавшему активное участие в подготовке материалов к данному пособию.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Фермой называется стержневая конструкция, у которой концы стержней соединены в узлах и образуют статически неизменяемую систему. Фермы классифицируются по нескольким признакам:

- конструктивному решению,
- очертанию поясов,
- типу решетки,
- статической схеме,
- типу поперечных сечений.

По конструктивному признаку фермы делятся на легкие и тяжелые. К тяжелым фермам относятся решетчатые конструкции, работающие в тяжелых и особых условиях, например: фермы мостов, ангаров, кранов. Часто эти сооружения воспринимают динамические нагрузки, поэтому их проектируют клепаными или с узлами на высокопрочных болтах.

Наиболее распространенными в строительстве являются легкие фермы, конструкцию которых будем рассматривать ниже.

По очертанию поясов фермы делятся на трапециевидные, треугольные, параболические или сегментные, полигональные, фермы с параллельными поясами.

По типу решетки фермы подразделяются на треугольные, треугольные с дополнительными стойками, треугольные со шпренгелями, ромбические, крестовые.

Расчетная схема ферм может быть статически определимой и статически неопределимой, что обуславливает выбор конструкции опорного узла, которые бывают шарнирными и жесткими.

По типу поперечных сечений различают фермы из одиночных или двух симметрично расположенных уголков, труб, гнутосварных профилей, двутавров, тавров, швеллеров.

Фермы разделяются также на стропильные и подстропильные.

Конструкции покрытий из ферм в основном применяются:

при ширине пролетов зданий, м, – 15, 18, 24, 30, 36 и более;

при шаге стропильных ферм, м, – 4,6 или 12;

в зданиях однопролетных и многопролетных;

при опирании ферм на стальные или железобетонные колонны, кирпичные стены, подстропильные фермы.

в зданиях бесфонарных, с зенитными аэрационными или светоаэрационными фонарями;

в зданиях без перепадов или с перепадами высот пролетов;

в зданиях бескрановых, с подвесными или мостовыми кранами любых режимов работы;
в водоотводах с покрытий неорганизованных и организованных;
в покрытиях зданий из стального профилированного настила, асбестоцементных или стальных волнистых листов, железобетонных плит, двух - или трехслойных панелей с эффективным утеплителем;
в производственных зданиях отапливаемых или неотапливаемых.

2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Расчет ферм производится в соответствии с требованиями, изложенными в СНиП II-23-81* "Стальные конструкции", СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

Стропильные фермы рассчитываются на нагрузки, которые определяются для каждого конкретного случая индивидуально. На фермы могут действовать постоянные и временные нагрузки.

К постоянным нагрузкам относятся масса покрытия (кровли), собственная масса фермы с учетом массы связей, распорок, прогонов, фонарей.

Временные нагрузки – это масса технологического оборудования и трубопроводов, подвесного транспорта, снеговая и ветровая нагрузки (иногда учитывается вес отложений производственной пыли).

При строительстве в сейсмически опасных зонах добавляются сейсмические воздействия.

Снеговая нагрузка определяется с использованием обязательного приложения 3 [24], в зависимости от конкретного профиля покрытия, наличия фонарей, количества пролетов, размера уклона кровли. При расчете ферм на снеговую нагрузку следует учитывать одностороннее загрузку, что является существенным для средних раскосов.

Ветровая нагрузка учитывается при уклоне кровли более 30°. При расчете ферм ветровая нагрузка на фонарь не принимается во

внимание, так как оказывает незначительное влияние. Часто в случае крепления стеновых панелей к опорной стойке ветровую нагрузку прикладывают к поясам фермы. Нагрузки вычисляются с учетом коэффициента надежности по назначению γ_n .

Если ферма жестко опирается на колонны, дополнительно учитывается изгибающий момент, который раскладывается на горизонтальные составляющие. Усилия от опорных моментов складываются с расчетными усилиями, если они догружают стержень.

Подстропильные фермы в большинстве случаев рассчитывают как разрезные свободно опертые конструкции с приложением нагрузки в узлах. Расчетная нагрузка на них состоит из опорного давления стропильных ферм, собственного веса конструкций. Пояса подстропильных ферм проверяют на восприятие ветровых нагрузок, приложенных в торце здания. При опирании кровли на верхний пояс подстропильной фермы учитывается вес покрытия.

Статический расчет ферм выполняется на ЭВМ или графическим построением диаграммы Максвелла-Кремоны для каждого вида загрузки отдельно, при этом делают следующие допущения: стержни заменяются прямолинейными отрезками, пересекающимися в узлах с идеальным шарниром. В действительности же это соединение жесткое, и жесткость узлов учитывается для ферм из двутавровых, трубчатых и н-образных профилей, если соотношение высоты сечения стержня к его длине $h/l > 1/15$ при расчетной температуре наружного воздуха более -40°C и $h/l > 1/10$ при $t < -40^\circ\text{C}$. Несовершенство соединения стержней принимается во внимание, если смещение осей превышает 1,5% высоты пояса.

Если нагрузка на пояса ферм действует как равномерно распределенная, то необходимо учесть действие изгибающих моментов, которые определяются так же, как у неразрезной балки:

– пролетный момент в крайней панели

$$M_{\text{пр},1} = \frac{ql_n^2}{10};$$

– пролетный момент в средней панели

$$M_{\text{пр},2} = \frac{ql_n^2}{12};$$

– момент над промежуточной опорой

$$M_{\text{уз}} = \frac{ql_n^2}{18}.$$

В случае примыкания к узлу панелей с неравными длинами момент в узле вычисляется по формуле

$$M_{уз} = \frac{q}{24} (l_1^2 + l_2^2),$$

где l_1 и l_2 – длины соседних панелей.

После определения расчетных усилий устанавливаются расчетные длины стержней ферм, которые определяются в соответствии с табл.1 (за исключением элементов перекрестной решетки).

Таблица 1

Расчетные длины стержней плоских ферм

Наименование сечения элемента и направление продольного изгиба	Расчетные длины l_{ef}		
	поясов	опорных рас- косов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1	2	3	4
1. Фермы из парных уголков, тавров, двутав- ров			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,8l$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	l_1
2. Фермы из одиночных уголков и фермы с при- креплением элементов ре- шетки к поясам впритык			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,9l$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	$0,9l_1$
3. Фермы из гну- то-сварных прямоуголь- ных труб			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,9l_2$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	$0,9l_2$

Окончание табл. 1

1	2	3	4
4. Фермы из круглых труб с прикреплением элементов решетки к поясам впритык			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,85l$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	$0,85l_1$
— со сплющиванием одного или двух концов в разных плоскостях			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,9l_2$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	$0,9l_2$
— со сплющиванием двух концов в одной плоскости			
а) в плоскости изгиба	l	l	$0,95l$
б) из плоскости изгиба	l_1	l_1	$0,95l_1$
5. Фермы из уголков, сваренных в виде трубы	l	l	$0,9l_2$ при $\beta \geq 0,7$
	l_1	l_1	$0,95l_2$ при $\beta \geq 0,7$

Примечание. l — геометрическая длина стержня в плоскости фермы; l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (рис.1); l_2 — геометрическая длина раскосов, определяемая в соответствии с рис.2; $\beta = \frac{b_d}{b_f}$; b_d — ширина раскоса; b_f — ширина пояса.

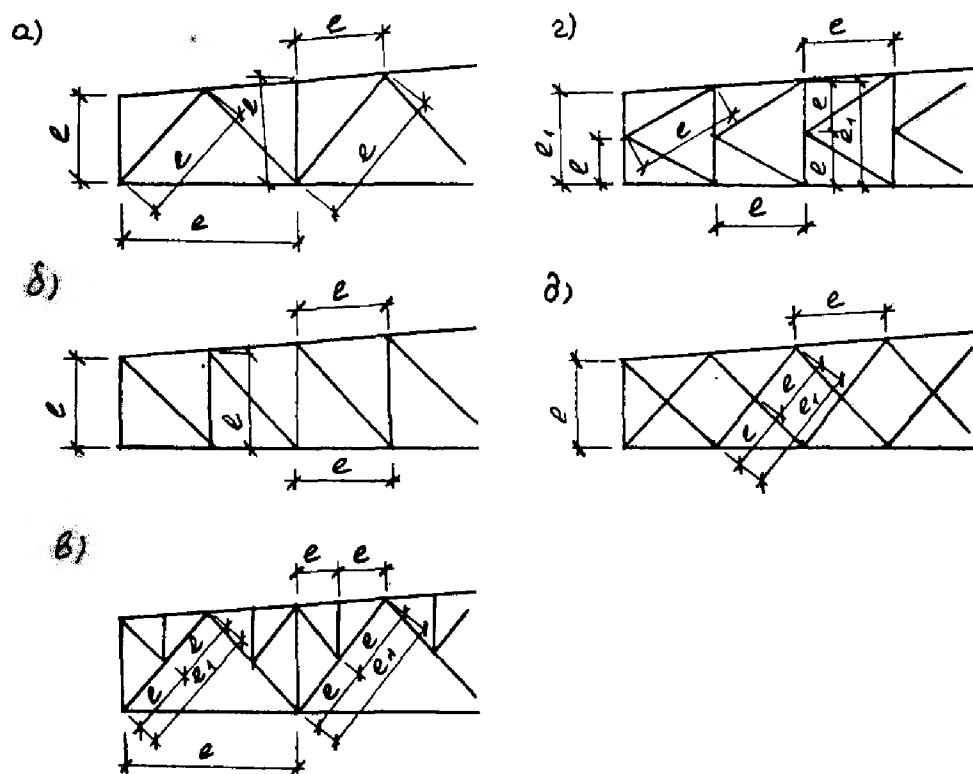


Рис.1. Геометрические схемы ферм с обозначением расчетных длин стержней:
а - с треугольной решеткой; б - с раскосной решеткой; в - с треугольной решеткой и шпренгелем; г - с полураскосной треугольной решеткой; д - с перекрестной решеткой

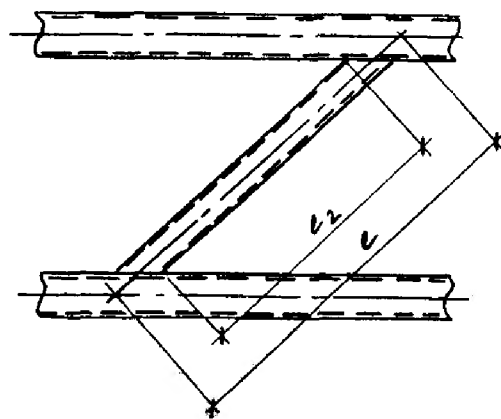


Рис.2. Определение расчетной длины раскоса из уголков, сваренных в трубу, или из гнутовсарных профилей

Для элементов перекрестной решетки, соединенных в узлах пересечения, расчетную длину определяют по табл.2.

Таблица 2

Расчетные длины стержней перекрестной решетки

Схема узлов пересечения перекрестной решетки и направления продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef} при поддерживающем стержне, работающем на		
	растяжение	сжатие	неработающий
В плоскости фермы при любой конструкции узлов	l	l	l
Из плоскости фермы в случае:			
– если сечения элементов не прерываются	l	l_1	$0,7l_1$
– если сечение поддерживающего стержня прерывается и перекрывается фасонкой, а элемент, у которого определяется расчетная длина l_{ef}			
– не прерывается	$0,7l_1$	$1,4l_1$	l_1
– прерывается и перекрывается фасонкой	$0,7l_1$	-	-

Здесь значения l и l_1 определяются по рис.1.

Если на элемент действуют сжимающие силы, имеющие разные величины ($N_1 > N_2$), его расчетную длину из плоскости изгиба фермы вычисляют по формуле

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right).$$

После определения расчетных длин производится подбор сечений стержней фермы. Различают четыре вида напряженного состояния элементов конструкции.

1. Центральнорастянутые стержни.

Величину требуемой площади сечения находят по формуле

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c}.$$

В случае, если рассчитываемый элемент имеет ослабление сечения (отверстия для болтов), принимают профиль с площадью

на 10-15 % более требуемой с дальнейшей его проверкой по величине нетто.

Далее сравнивается гибкость стержня в плоскости и из плоскости изгиба фермы с предельной, которая берется по табл.3.

Таблица 3

Предельные гибкости элементов плоских ферм

Наименование элементов и вид напряженного состояния	Предельная гибкость при расчете на		
	статическую нагрузку	динамическую нагрузку	нагрузку от кранов режимов работы 7К, 8К
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции и работающие на а) растяжение б) сжатие	400	250	250
	180-60α		
2. Прочие элементы решетки, работающие на а) растяжение б) сжатие	400	350	300
	210-60α		
3. Верхние пояса, не закрепленные во время монтажа, работающие на сжатие (предельная гибкость после монтажа принимается по п.1)	220		
4. Элементы ферм, уменьшающие расчетные длины сжатых стержней, а также ненагруженные элементы решетки	200		

Примечание. Коэффициент $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$, при этом должно выполняться условие $\alpha \geq 0,5$. В случае действия на элемент изгибающего момента или при эксцентричном положении продольной силы коэффициент φ может заменяться на φ_e (при $\varphi > \varphi_e$).

2. Центральнo-сжатые стержни. Требуемая площадь сечения определяется по нижеприведенной формуле, для чего предварительно задаются гибкостью (для поясов и опорных раскосов $\lambda=80-100$, для решетки $\lambda=100-120$).

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

Гибкость элементов должна быть меньше предельной.

3. Внецентренно-растянутые элементы. Внецентренное растяжение появляется в том случае, когда растягивающая сила действует с эксцентриситетом e . Проверку прочности обычно производят по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_n} \leq R_y \gamma_c.$$

В частности, эксцентриситетно приложенная продольная сила создает изгибающий момент, равный

$$M = Ne.$$

4. Внецентренно-сжатые стержни. Требуемая площадь внецентренно-сжатого стержня определяется по формуле

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c},$$

где φ_e — коэффициент понижения несущей способности при внецентренном сжатии, который определяется по [28, табл.74] в зависимости от условной гибкости

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

и приведенного эксцентриситета

$$m_{ef} = \frac{\eta M_x A z}{N J_x}.$$

Здесь z — расстояние от центра тяжести до наиболее сжатого края сечения.

Порядок подбора внецентренно-сжатых элементов такой же, как и для центрально-сжатых. После выполнения компоновки сечения производится проверка устойчивости в плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c.$$

При $m_{ef} < 20$ расчета на устойчивость не требуется.

Далее производят проверку устойчивости сжатого стержня из плоскости по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ – коэффициент, учитывающий изгибно-крутильную форму потери устойчивости, определяется по СНиП [28];

φ_y – коэффициент продольного изгиба относительно оси y - y .

Если сечение ослаблено отверстием, то прочность стержня проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_{nt}} \pm \frac{M_x z}{z_{x,nt}} \leq R_y \gamma_c,$$

где z – расстояние от нейтральной оси сечения до его края.

После расчета следует попытаться уменьшить число калибров сечений профилей, применяемых в ферме. Для тех элементов, площади которых близки по значению, сечения следует принять одинаковыми (по большому сечению). В одной ферме не рекомендуется принимать более 6-8 различных калибров профилей.

Компонуя сечения стержней ферм, необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- сечения поясов следует выполнять постоянными или изменять не более одного раза в фермах пролетом 24 м и более, оставляя при меньших пролетах сечение поясов без изменений;

- при необходимости изменения сечения поясов рекомендуется применять профиль одной высоты, меняя его толщину или ширину;

- не следует использовать в одной конструкции фермы сечения стержней одного размера, но разных толщин или марок стали;

- при подборе профилей толщину сечений принимают не менее 5 мм для прокатных профилей и не менее 3 мм для труб и замкнутых профилей;

- при подборе сжатых элементов принимают более тонкие профили, т.е. с большими размерами сечений.

Следующим этапом проектирования ферм является конструирование узлов фермы.

В результате расчета узлов определяются длины и катеты сварных швов. Прикрепления элементов решетки, монтажные стыки отправочных марок ферм, узлы опирания стропильных ферм на колонны, несущие стены или подстропильные конструкции рассчитываются отдельно.

Окончательным этапом проектирования является выполнение чертежей. На стадии КМ (конструкции металлические) чертежи

представляют принципиальные положения конструктивного решения, что является основой для разработки детализованных чертежей – стадия КМД (конструкции металлические детализованные).

3. УНИФИКАЦИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ РЕШЕТКИ ФЕРМЫ

Для производственных зданий принята определенная схема ферм. Это позволяет сократить количество типоразмеров стропильных и подстропильных ферм и увеличивает количество их повторений применения в проектах, что дает возможность поточного производства конструкций.

В основу унификации положен принцип модульности. Размер пролета фермы кратен укрупненному модулю 6,0 м и принимается равным 18, 24, 30, 36 м.

Типовые размеры распространяются на стропильные и подстропильные фермы, прогоны, элементы покрытия, а также на системы вертикальных и горизонтальных связей. Наиболее распространенные геометрические схемы ферм, применяемые в серийном строительстве показаны на рис.3-10.

Уклон верхнего пояса ферм зависит от применяемых конструкций покрытия. Для плоских кровель уклон верхнего пояса организуется за счет строительного подъема фермы, который принимается равным сумме величин прогиба от полной нормативной нагрузки и $1/200$ пролета.

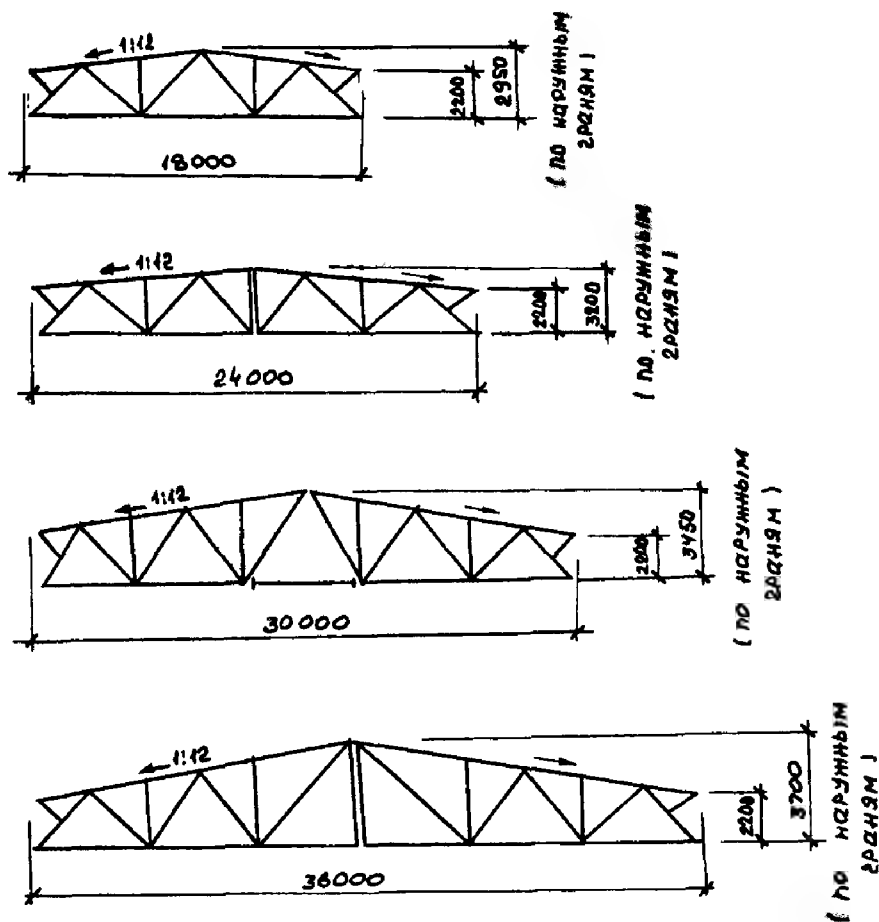
Фермы с параллельными поясами проектируются с уклоном верхнего пояса 1,5%. Расстояние между наружными гранями поясов обычно применяется равным 3150 мм или 2250 мм для зданий, в которых не требуется повышенная высота межферменного пространства.

В типовых решениях обычно предусмотрена узловая передача нагрузок, что дает возможность применения в покрытиях прогонов или железобетонных плит. Иногда нагрузка от покрытия передается непосредственно на верхний пояс ферм.

В экономически обоснованных случаях шаг колонн может не совпадать с шагом стропильных ферм. Для такого варианта конструкции покрытия предусматривается установка подстропильных ферм. В зданиях со средне- и сильноагрессивными воздействиями производственной среды шаг стропильных ферм должен быть не менее 12 м.

Для покрытий неотапливаемых зданий с кровлей из асбестоцементных волнистых листов применяются треугольные фермы с уклонами верхних поясов 1:4. Для однопролетных зданий пролетами 18 и 24 м разработаны двускатные фермы, для двухпролетных – односкатные (см. рис.9).

2)



б)

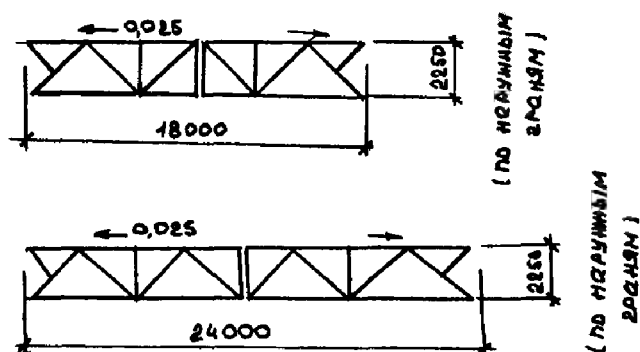


Рис.3. Схемы стропильных ферм из уголков, соединенных в тавр:
а - с трапециевидной решеткой; б - с параллельными поясами при условиях эксплуатации, не требующих повышенной высоты межферменного пространства

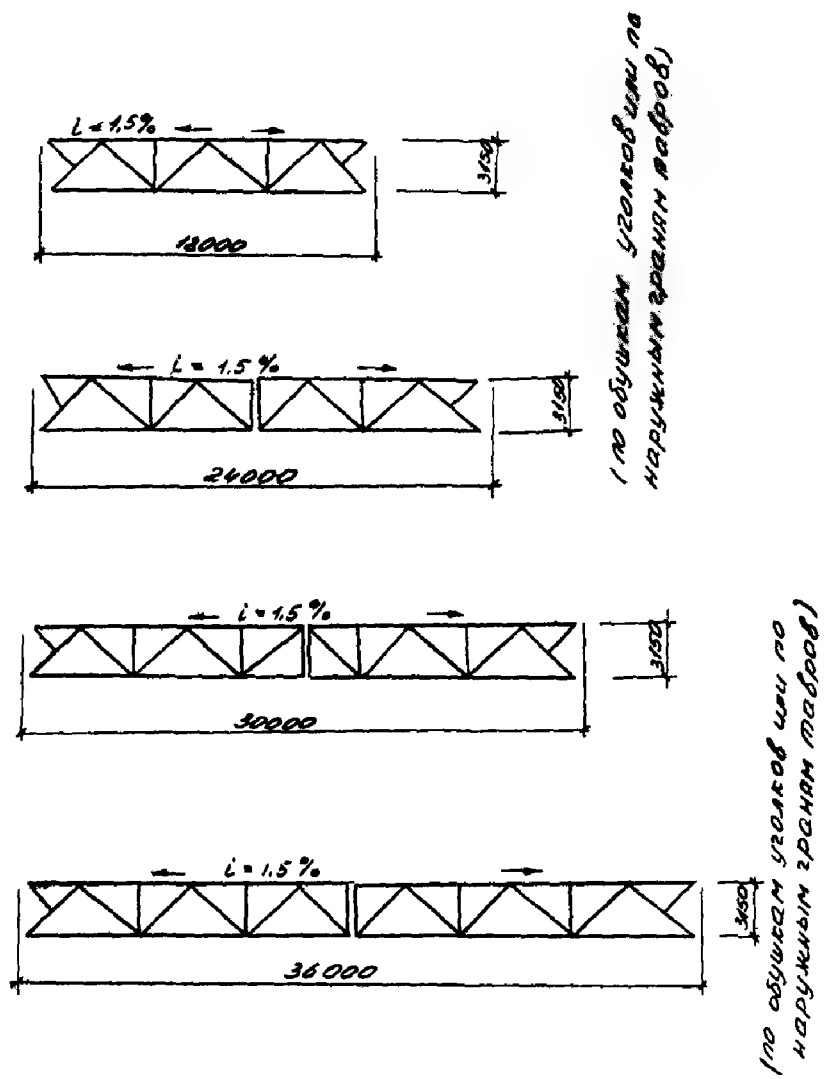


Рис.4. Схемы стропильных ферм из парных уголков и тавров

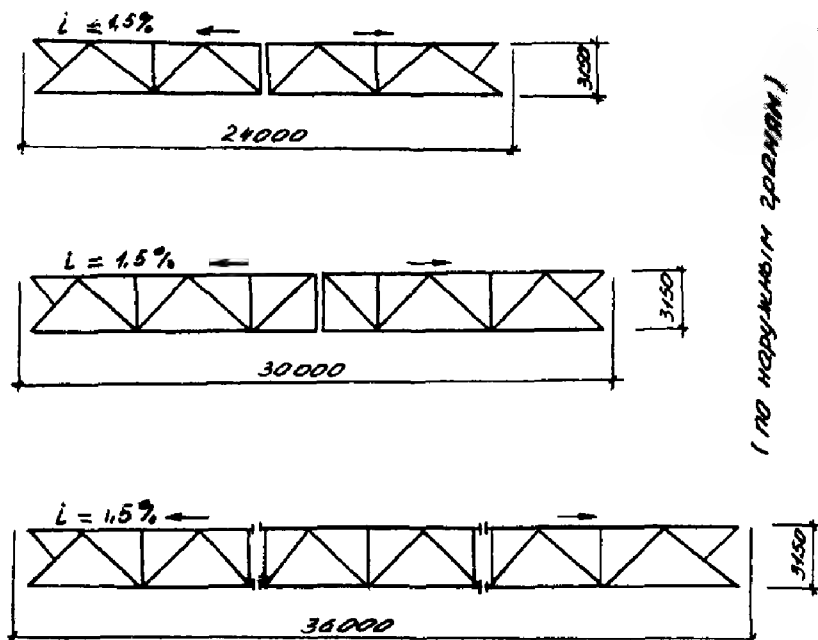


Рис.5. Схемы стропильных ферм из широкополочных двутавров с решеткой из гнутых профилей или уголков

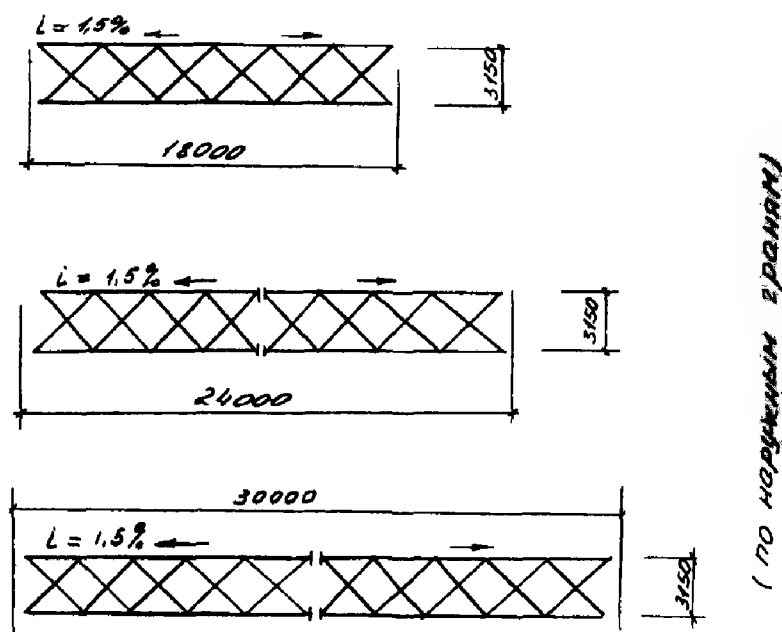


Рис.6. Схемы стропильных ферм с поясами из тавров и решеткой из одиночных уголков

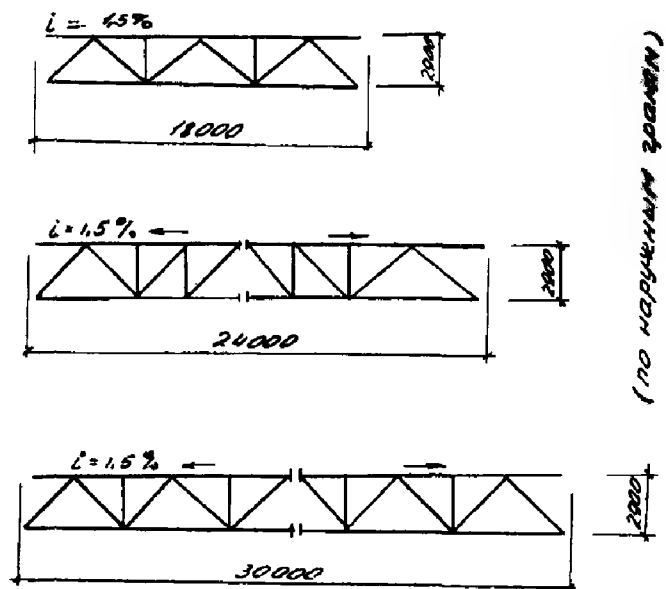


Рис.7. Схемы стропильных ферм из труб

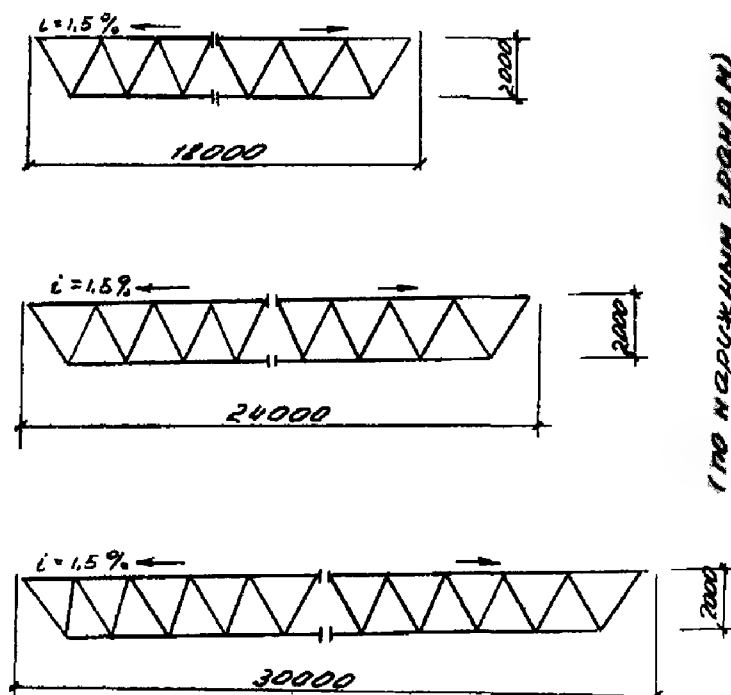


Рис.8. Схемы стропильных ферм из замкнутых прямоугольных профилей

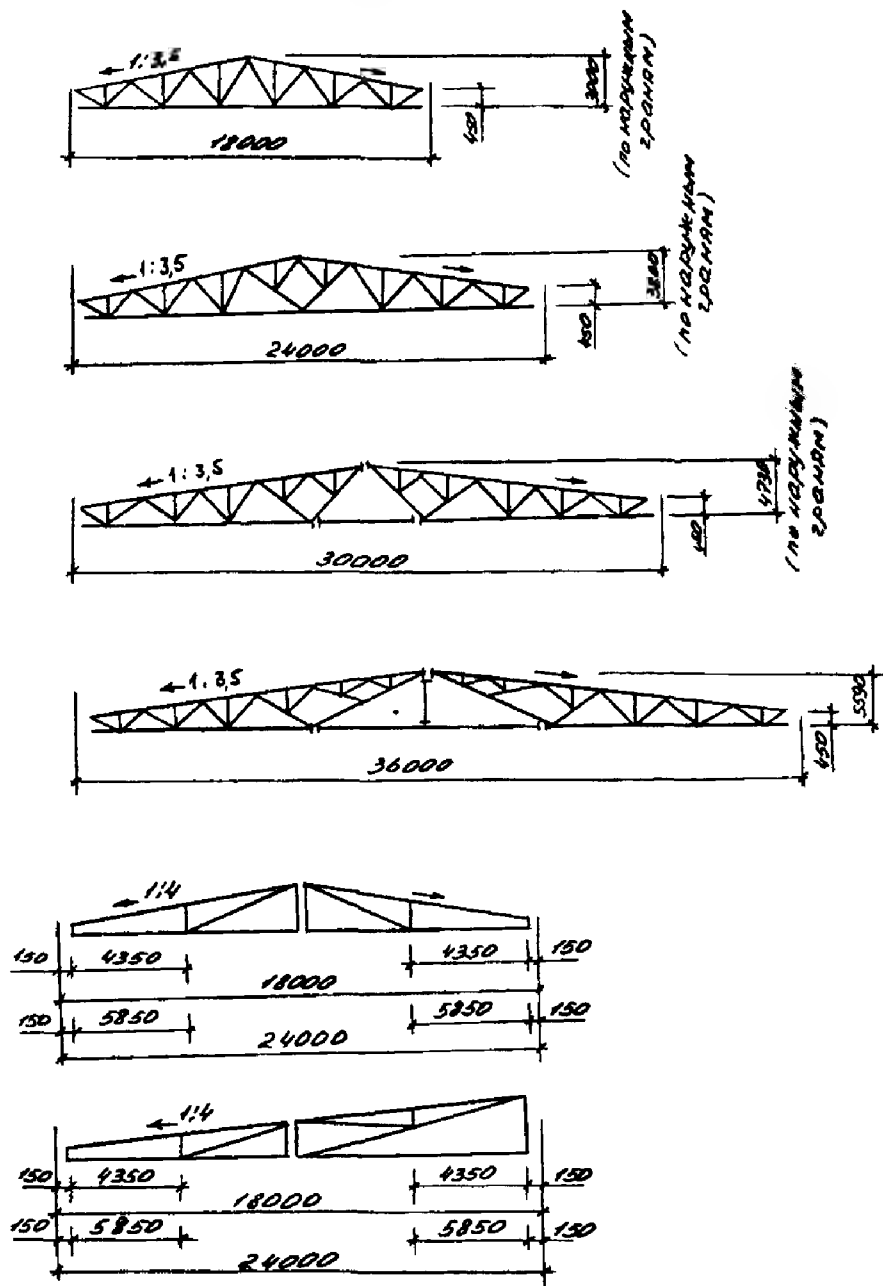


Рис.9. Схемы ферм покрытий с кровлей из волнистых асбестоцементных листов

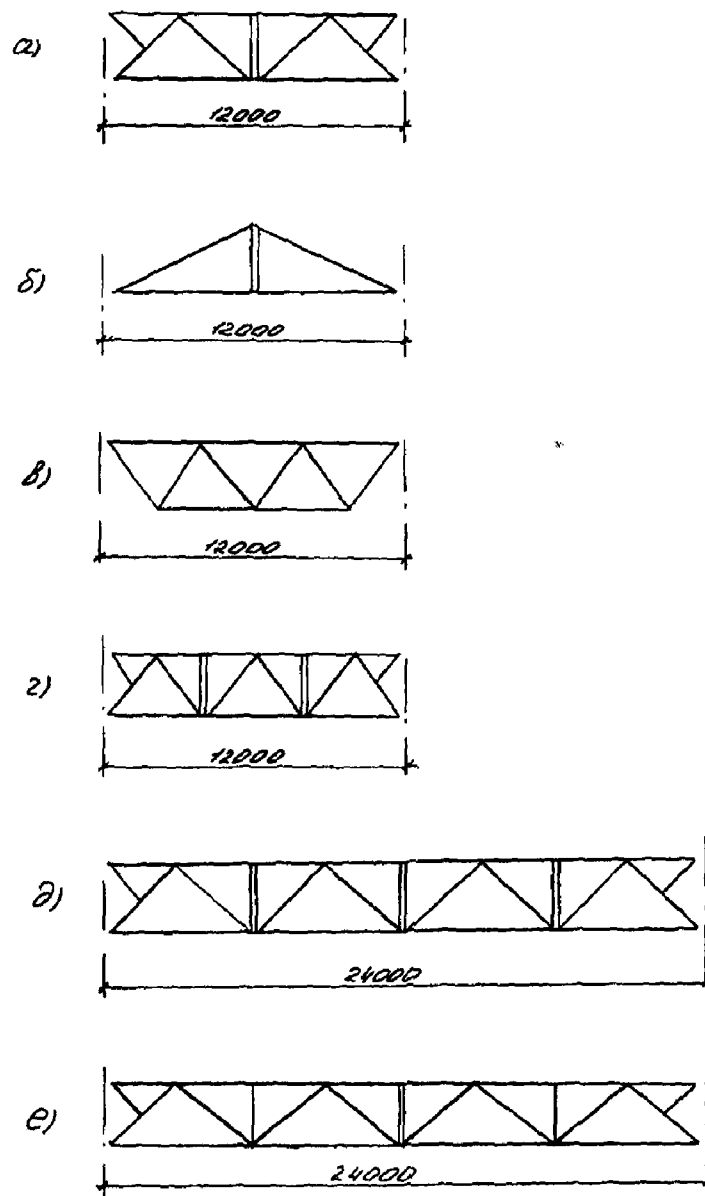


Рис.10 Схемы подстропильных ферм
а,г,д - из прокатных уголков при шаге стропильных ферм 6 м,
б - из широкополочных тавров и труб; в - из замкнутых гнутосварных профилей; е - из прокатных уголков при шаге стропильных ферм 12 м

4. КОНСТРУКЦИИ ЛЕГКИХ ФЕРМ

4.1. Фермы из двух симметрично расположенных уголков

4.1.1. Общие положения

Фермы из двух уголков таврового сечения применяются в зданиях только с неагрессивной и слабоагрессивной средами.

В фермах из двух уголков, составленных тавром, стержни в узлах объединяются посредством фасонки, расположенных между уголками. Крепление уголков к фасонкам осуществляется при помощи сварки или на болтах. Первый вариант является более распространенным. В сварных фермах уголки крепятся к фасонкам фланговыми швами, концы швов выводят на торцы стержня на 20 мм. По возможности фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10-20 мм. В местах опирания прогонов или плит покрытия фасонки утапливают на 10-15 мм, и это место не заваривают.

Для крепления прогонов к верхнему поясу в конструкции фермы предусматривается уголок с отверстиями для болтов. При опирании ребристых железобетонных плит покрытия верхний пояс усиливают накладками толщиной $t=12$ мм при шаге ферм 6 м и $t=14$ мм при шаге 12 м.

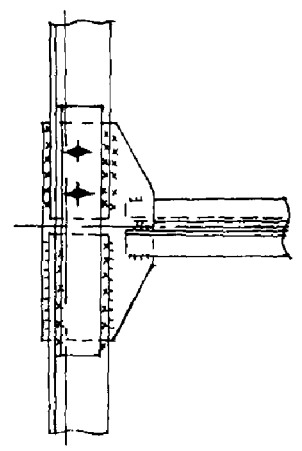
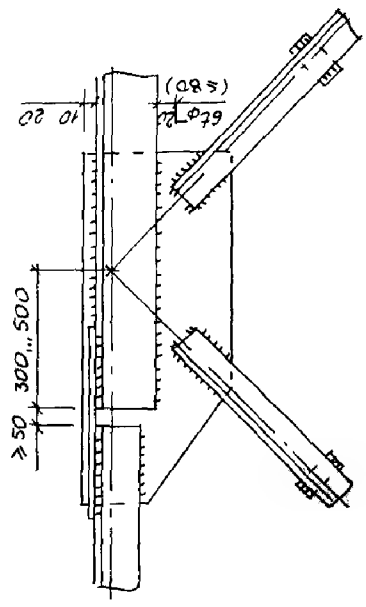
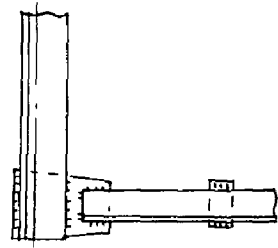
В узлах ферм, где проектируется изменение сечения поясов, их следует перекрывать накладками без включения в работу стыка фасонки. Фасонка начинает работать только в том случае, если ее продолжить за узел фермы (рис.11). Стыкуемые элементы не следует смещать по высоте более, чем на 1,5 %, в случае превышения этой величины в узле возникает изгибающий момент, который учитывается в расчетах.

Укрупнительный стык ферм осуществляется с помощью накладок, прикрепляемых высокопрочными болтами или сваркой.

4.1.2. Особенности расчета

Расчет ферм из симметрично расположенных уголков производится по действующим нормативам [28] с учетом того, что в предельном состоянии в узлах образуются шарниры. Толщины фасонки определяются по табл.4 в зависимости от наибольшего усилия в решетке фермы (опорном раскосе).

Вид А



А

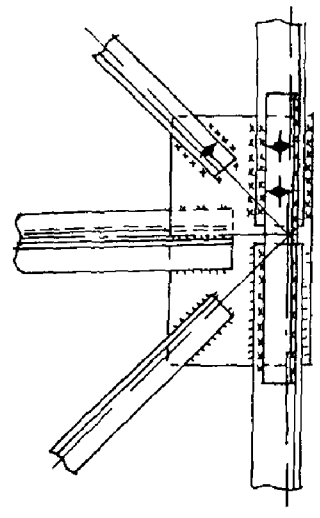
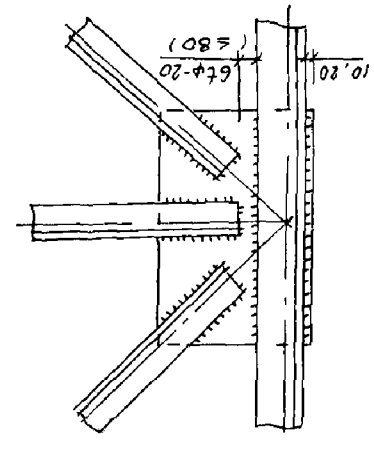
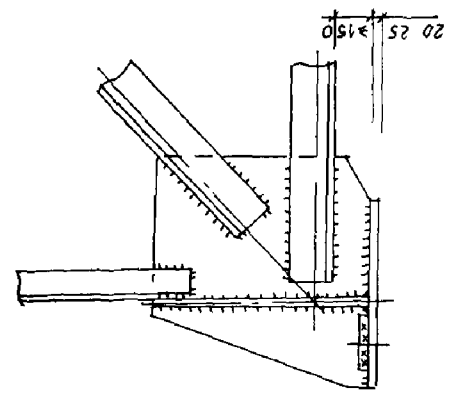
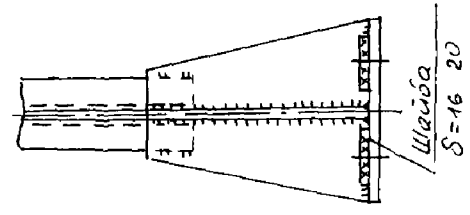


Рис 11 Узлы ферм со стержнями из парных уголков

Таблица 4

Требуемые толщины фасонков ферм

Максимальное усилие в стержнях решетки, гН	До 1500	1510-2500	2510-4000	4010-6000	6010-10000	10010-14000	1410-18000	18010-22000	22010-26000	26010-30000
Толщина фасонков, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25

Сжатые стержни рассчитываются на устойчивость, а также по предельной гибкости.

Растянутые стержни проверяются на прочность и по предельной гибкости. Длины сварных швов, прикрепляющих уголки к фасонкам, определяются по формулам (соответственно для обушка и пера):

$$l_{\omega}^{\text{об}} = \frac{\alpha N}{n \beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} + a;$$

$$l_{\omega}^{\text{п}} = \frac{(1 - \alpha) N}{n \beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} + a,$$

где α – коэффициент, зависящий от вида уголка. $\alpha=0,7$ – для равнополочных уголков; $\alpha=0,75$ – для неравнополочных, закрепленных меньшей стороной; $\alpha=0,65$ – для неравнополочных, закрепленных большей стороной;

n – количество уголков (швов), $n=2$;

k_f – катет (высота) сварного шва, принимаемый в пределах 4-12 мм. Граничное значение k_f для шва по обушку уголка не более $1,2t$ (где t – наименьшая из толщин фасонки или уголка), по перу k_f принимается не более, чем

$k_f = t - 1$ мм при $t \leq 6$ мм;

$k_f = t - 2$ мм при $t \leq 7-16$ мм;

$k_f = t - 4$ мм при $t > 16$ мм,

здесь t – толщина уголка и не более тощины фасонки.

(Число различных по толщине швов на всю ферму не должно превышать 3-4);

β_f – коэффициент, принимаемый по [28, табл.34*];

$\gamma_{\omega f}$ – коэффициент условия работы сварного шва;

$R_{\omega f}$ – расчетное сопротивление металла шва сварных соединений, определяемое по [28, табл.56];

a – длина сварного шва – дается на непровар ($a=1-2$ см).

Минимальная длина сварного шва $l_{\omega \text{min}}=60$ мм, максимальная не более $85 \beta_f k_f$. Длина сварного шва l_{ω} должна быть кратной 10 мм.

Порядок расчета опорных промежуточных и монтажных узлов традиционных ферм из симметричных уголков зависит от конструктивной формы узла и широко освещен в литературе, поэтому описание расчета не приводится.

4.1.3. Особенности конструирования

Конструирование фермы начинается с проведения осей элементов, сходящихся в узле. Ось любого элемента считается совпадающей с положением его центра тяжести, округленной до 5 мм.

Минимальный профиль уголков для ферм назначают из равнополочных $\angle 50 \times 5$ или из неравнополочных $\angle 63 \times 40 \times 5$. Длина уголков принимается кратной 10 мм, резка осуществляется под прямым углом.

Фасонки ферм конструируют в зависимости от расположения и размеров сварных швов. Высоту фасонки рекомендуется принимать в соответствии со стандартным размером ширины листа. Стержни решетки приваривают к фасонке фланговыми швами, которые выводят на 20 мм на торец уголка.

В целях снижения величины сварочных напряжений расстояние между сварными швами решетки и поясов фермы принимается равным $\alpha = 6t_f - 20$ мм, но не более 80 мм, t_f – толщина фасонки. Расстояние между сварными швами решетки не менее 50 мм. Разница в толщинах фасонки между двумя соседними узлами не должна превышать 2 мм (в отдельных случаях не более 4 мм). Например, толщины опорных фасонки бывают больше промежуточных.

Между торцами соединяемых элементов поясов оставляют зазор 50 мм. Для совместной работы симметричных уголков между ними ставят соединительные прокладки шириной 60-100 мм, длиной на 20-30 мм более ширины уголка и толщиной, равной толщине фасонки, на расстоянии $40i$ – для сжатых элементов и $80i$ – для растянутых (i – радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладки для таврового сечения и минимальный для крестового). Сжатые стержни необходимо соединять не менее чем двумя прокладками.

Толщину опорной плиты при шарнирном опирании ферм на уровне нижнего пояса принимают не менее 20-25 мм, диаметр опорных болтов – в пределах 20-24 мм, отверстия под болты диаметром 40-50 мм. Это дает возможность устранить неточность закладки анкеров при монтаже.

4.2. Фермы из одиночных уголков

4.2.1. Общие положения

Фермы из одиночных уголков применяются в покрытиях зданий с агрессивной средой. Они более технологичны, чем фермы из двух уголков, тавров, двутавров. Узлы ферм могут выполняться с фасонками и без них. Стержни ферм обычно проектируют из равнополочных уголков.

Соединение стержней в узлах осуществляют на сварке или на болтах. Болтовое соединение обычно применяется для ферм, перевозимых подетально в районы с плохими дорогами.

Фасонки привариваются встык к перу уголка. В бесфасоночных узлах ферм центровка обычно производится на грань обушка уголка. В любом случае расстояние по вертикали между центрами тяжести верхнего пояса и опорного раскоса не должно быть больше, чем минимальная толщина полки двух стыкуемых уголков. Приварка уголков решетки к поясу ведется по контуру или фланговым швом по обушку и лобовым по торцу.

Особенностью ферм из одиночных уголков является возникновение в узлах изгибающих моментов от несимметричности сечений. Несимметричность ведет к смещению продольных сил от центральных осей в сторону полки, от разных по величине жесткостей стержней, соединенных в узле (рис.13).

Основное достоинство данных видов ферм:

- меньшее количество элементов,
- повышенная коррозионная стойкость,
- меньшая трудоемкость и металлоемкость, чем в традиционных фермах из парных уголков.

Рациональным считается применение ферм из одиночных уголков в покрытиях промзданий при шаге ферм 4 м. Профилированный лист прикрепляется к верхнему поясу фермы, обеспечивая тем самым жесткость диска покрытия и исключая элементы связей.

В настоящее время для повышения производительности труда при серийном производстве ферм используется многопозиционный автомат для дуговой точечной сварки с принудительным проплавлением. На выполнение одного узла фермы по времени затрачивается около 2 минут.

4.2.2. Особенности расчета

При расчете ферм из одиночных уголков учитывают изгибающие моменты в двух плоскостях ферм

$$M_x = M_p + \epsilon_{x,a} N z, \quad M_y = \epsilon_y N z,$$

где $M_p = M_q + M_l + M_f$;

M_q, M_l, M_f – изгибающие моменты от внеузловой нагрузки, от расцентровки стержней в узлах и от перемещений системы;

N – продольная сила (усилие принимается со знаком плюс при растяжении, минус – при сжатии);

$z = z_0 - 0,5d$ – расстояние от центральной оси до середины толщины полки уголка;

z_0 – расстояние от центральной оси до наружной грани уголка;

$\epsilon_{x,a}, \epsilon_y$ – относительные эксцентриситеты крепления [12, табл.53].

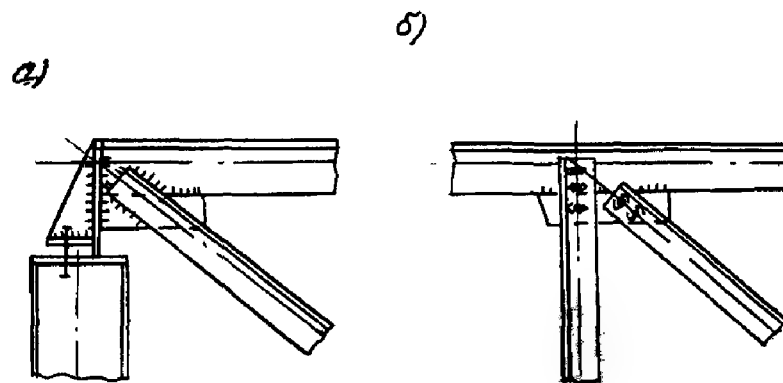


Рис.12. Узлы ферм из одиночных уголков:
а - со сварными швами; б - со сварными точками (контактная сварка)

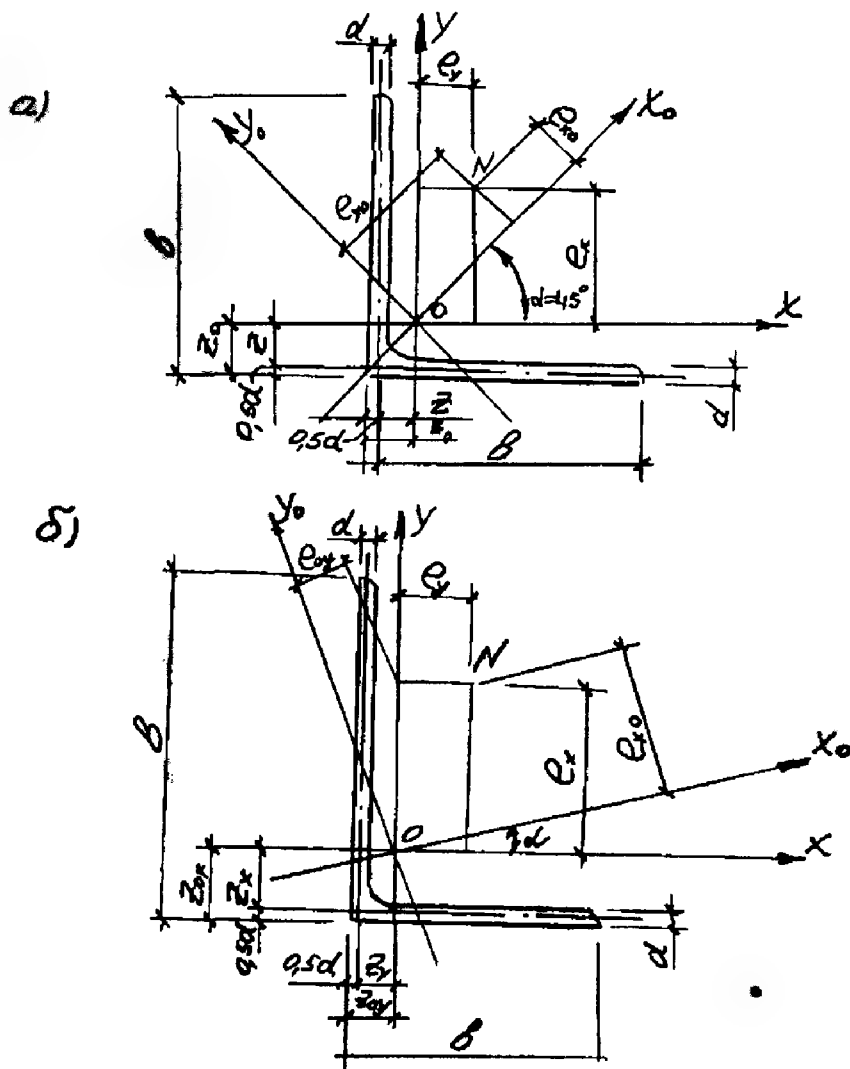


Рис.13. Сечения элементов из одиночных уголков:
а - равнополочный уголок, б - неравнополочный уголок

Значения моментов M_q, M_l, M_f, M_p считаются положительными, если они дают растяжение волокон пера уголков.

Прочность стержней внецентренно-сжатых, внецентренно-растянутых, сжато-изгибаемых и растянуто-изгибаемых в конструкции, работающей на статические нагрузки, проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq \nu R_y \gamma_c,$$

где ν — коэффициент, зависящий от ϵ_x, ϵ_y и определяемый по [12, табл.54];

γ_c — коэффициент условия работы, берется по [28, п.6 табл.6*].

Коэффициент ϵ_x рассчитывается по формуле

$$\epsilon_x = \frac{e_x}{z},$$

где e_x — эксцентриситет продольной силы, значения M_x и N берутся со своими знаками.

Для остальных случаев расчет ведут по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_{x_0} y_0}{J_{x_0 n}} \pm \frac{M_{y_0} x_0}{J_{y_0 n}} \leq R_y \gamma_c,$$

где x_0, y_0 — координаты рассматриваемой точки сечения уголка относительно его главных осей;

M_{x_0}, M_{y_0} — изгибающие моменты, определяемые по формулам со своими знаками:

$$M_{x_0} = M_x \cos \alpha - M_y \sin \alpha;$$

$$M_{y_0} = M_x \sin \alpha - M_y \cos \alpha;$$

здесь α — угол наклона главных осей сечения уголка к полкам;

J_{x_0}, J_{y_0} — моменты инерции сечения уголков, которые определяются для равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93.

Для неравнополочных уголков (рис.13) значения J_{x_0} вычисляют по формуле

$$J_{x_0} = J_x + J_y - J_{y_0};$$

значение J_{y_0} находят по ГОСТ 8510-86, где

$$J_{y_0} = J_{u \min}.$$

В случае опирания на ферму жесткого настила, непрерывно закрепляющего ферму из плоскости изгиба, верхний пояс из одиночных уголков проверяют на прочность по формуле, рассматривая сечение как тавровое:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где c_x, c_y – коэффициенты, определяемые по [28, прил.5];

n – коэффициент, равный 3 при эксцентриситетах в сторону обушка и равный 1 при эксцентриситетах в сторону пера.

Внецентренно-сжатые и сжато-изгибаемые элементы, не имеющие в одном направлении промежуточных закреплений, проверяют на устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ_e – коэффициент, определяемый в соответствии с [12, п.14.7]

Расчетные длины стержней ферм из одиночных уголков определяют по [12, табл.56].

В бесфасоночных узлах проверяют соединения на сдвиг по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{J_x t} \leq R_y \gamma_c,$$

где Q – разность перпендикулярных к оси поясам составляющих усилий в элементах решетки;

J_x, S_x, t – геометрические характеристики сечения уголка.

В случае прикрепления уголков в узлах ферм при помощи сварных точечных соединений выполняется следующий расчет:

1) проверка сварных точек на срез по формуле

$$\frac{N}{\sqrt{\left(\frac{1}{n} + \frac{v_i}{a} \right)^2 + \left(\frac{u_i}{a} \right)^2}} \leq N_\omega,$$

где N – предельное усилие в решетке;

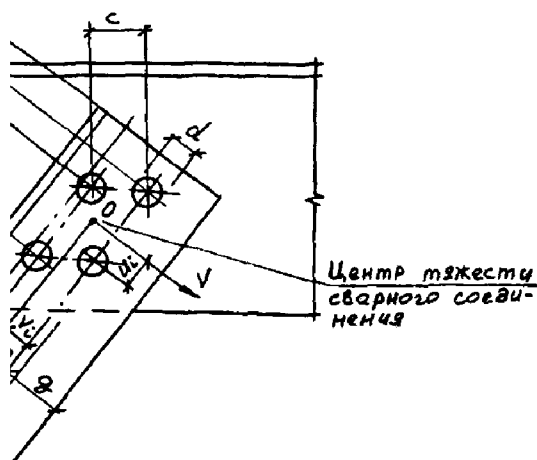
n – количество точек;

v_i, u_i – расстояние от центра тяжести соединения до рассматриваемой точки в двух направлениях (рис.14);

a – геометрическая величина, равная

$$a = \frac{1}{c} \sum_{i=1}^n (u_i^2 + v_i^2);$$

N_ω – несущая способность сварной точки на срез (табл.5).



Для элементов поясов
при $\operatorname{tg} \theta \geq 0,58$ ($\theta \geq 30^\circ$)

$$\frac{N}{\left[1,16\left(l+\frac{h}{\sin \theta}\right)+d+m\right]}$$

при $\operatorname{tg} \theta < 0,58$ ($\theta < 30^\circ$)

$$\frac{N}{\left[(0,58+\operatorname{tg} \theta) l+0,5 d+m\right]}$$

здесь f, l, m, g, e, h – геометрически
 θ – угол между ст
 d – диаметр точки
 t – толщина уголка

ления элементов из одиночных уголков в месте
летки поясу с помощью сварных точек

Таблица 5
Способность сварной точки на срез N_0

Диаметр сварной точки, мм	Несущая способность N_0 , гН
25	980
25	1320

го металла уголка на срез с растяжением
эмулам.
си

$$\frac{N}{[f+l)+d+m]t} \leq 0,8 R_y;$$

$$\frac{N}{[l)+0,5 d+m+g]t} \leq 0,8 R_y;$$

4.2.3. Особенности кс

Узлы ферм из одиночных уголков, бесфасоночном варианте. Стержни р реней стороны поясных уголков. Разме нимают большими, чем размеры элеме уголков решетки – не более толщины более 26 мм.

При недостаточном размере п сварных швов (точек) к полкам заподлицо с внутренней плоскостью сварной шов тщательно зачищается.

В узлах расстояние между края нее 5 мм, а между выступающей п уголка решетки – не менее радиу пояса.

Если элементы ферм прикрепля соединений, то эти точки располагак ных расстояниях в один или два Количество точек – не менее двух.

Расстояние между центрами точк направлении должно быть не менее менее $1,2d$, где d – номинальный , расстояния между сварными точками

Таблица 6

Минимальные расстояния между сварными точками
диаметром 25 мм

Вид сварки и диаметр электрода	Минимальные расстояния, мм			
	<i>a</i>	<i>f, g, h</i>	<i>h</i>	<i>c</i>
Полуавтоматическая ($d_{эл}=6$ мм)	40	30	25	40

4.3. Фермы с поясами из широкополочных тавров

4.3.1. Общие положения

Широкополочные тавры изготовляют путем прокатки или продольного роспуска широкополочных двутавров с помощью газовой резки с предварительным разогревом и последующей их правкой.

По сравнению с традиционными фермами с поясами из симметричных уголков данные конструкции экономичны по массе металла, трудоемкости, коррозионной стойкости и стоимости. Экономия возникает за счет меньшего числа элементов, а также уменьшения длины сварных швов.

В типовых фермах с поясами из тавров решетка выполняется в двух вариантах (см. рис.4, 6):

- из симметричных (парных) уголков – фермы с параллельными поясами (рис.15);
- из одиночных уголков (перекрестная решетка).

В фермах с решеткой из симметричных уголков фасонки приваривают встык к стенкам тавров, поэтому их габариты небольшие. Фасонки прикрепляются с полным проваром и разделкой кромки с последующей подваркой противоположной стороны на свободных от уголков решетки местах стыка. Раскосы выполняются одинаковой длины со смещением их концов вдоль продольной оси. Смещение уголков проектируют таким образом, что один уголок в узле приваривается только к фасонке, а второй к фасонке и стенке тавра. Уголки решетки присоединяют к фасонкам фланговыми сварными швами по обушку и перу с выводом каждого шва на торец элемента на длину 20 мм.

В фермах с решеткой из одиночных уголков раскосы привариваются непосредственно к стенкам тавров, что позволяет отказаться от устройства фасонки. Уголки прикрепляются к поясу фланговыми сварными швами или с помощью сварных точек, образованных дуговой точечной сваркой с принудительным сквозным проплавлением. В местах пересечения при перекрестной решетке раскосы скрепляются с помощью прокладок.

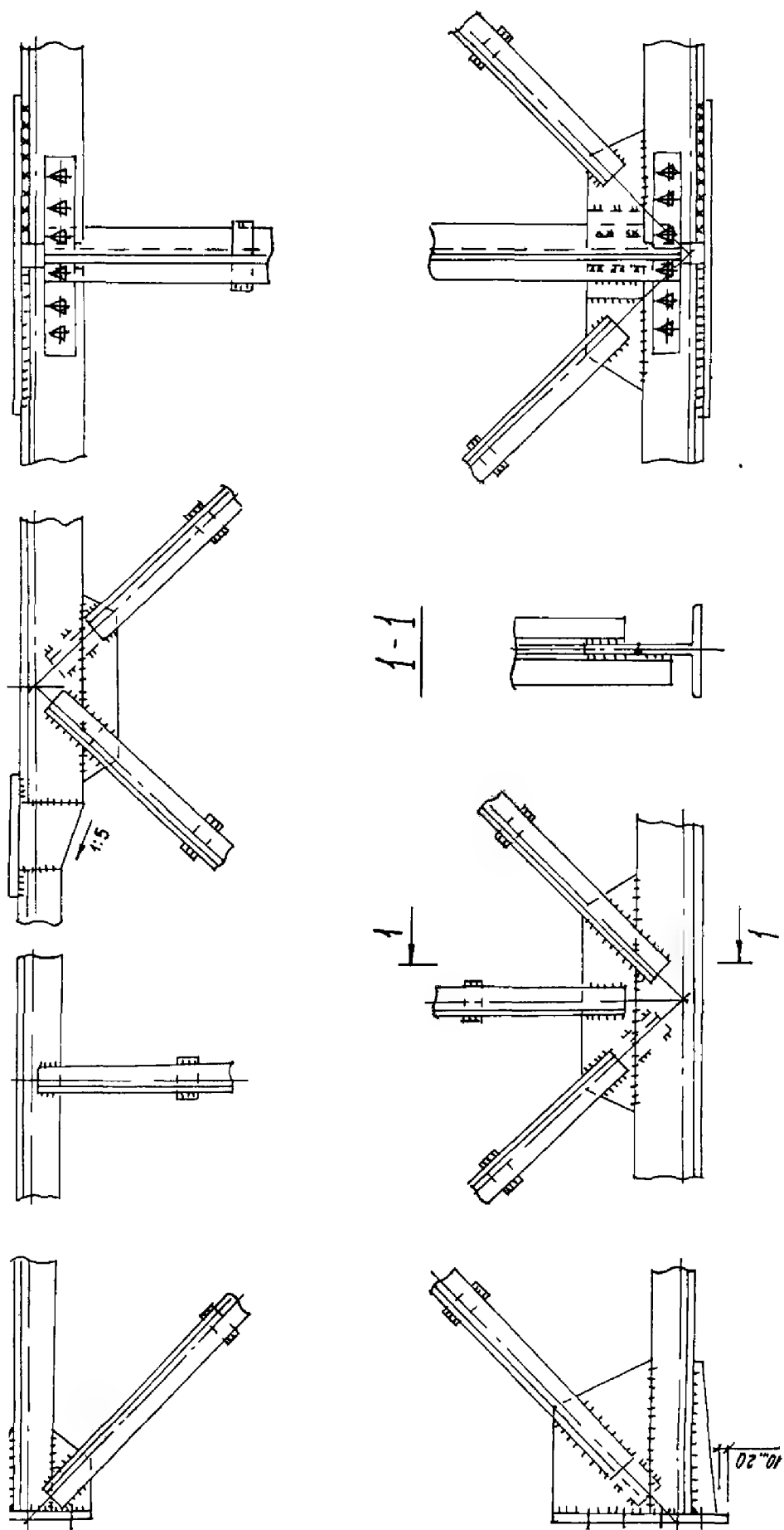


Рис. 15. Узлы ферм с поясами из тавров и решеткой из симметричных уголков

Монтажные стенки ферм с поясами из тавров могут выполняться с использованием вертикальных и горизонтальных накладок или применяются стыки на фланцах с высокопрочными болтами.

4.3.2. Особенности расчета

Одной из особенностей расчета ферм является проверка местной устойчивости стенок стержней из тавров, работающих на центральное или внецентренное сжатие, а также на сжатие с изгибом.

При значении условной гибкости стержня $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$ и отношении ширины полки к расчетной высоте стенки $1 \leq \frac{b_f}{h_{ef}} \leq 2$ должно выполняться условие

$$\frac{h_{ef}}{t} \leq (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right) \sqrt{\frac{E}{K_y}},$$

где t – толщина стенки тавра;

h_{ef} – расчетная высота стенки:

$$h_{ef} = h_f - t_f - r;$$

здесь h_f – высота тавра;

t_f – толщина полки;

r – радиус закругления.

В зависимости от конструктивного решения решетки фермы можно отметить следующие особенности их расчета.

1. Фермы из широкополочных тавров с решеткой из симметричных уголков.

Расчет данного вида конструкций аналогичен расчету ферм из симметричных уголков. Дополнительно рассчитываются стыковые швы соединения узловых фасонок со стенками тавров на срез от разности усилий в смежных панелях поясов (ΔN).

Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка F , расчет ведется на равнодействующую сил

$$N_p = \sqrt{(\Delta N)^2 + F^2}.$$

Сварные стыковые швы проверяются по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c.$$

Нормальные и касательные напряжения можно вычислить по формулам

$$\sigma_{\omega} = \frac{F}{t_{\omega} l_{\omega}} + \frac{6 \Delta N}{t_{\omega} l_{\omega}^2};$$

$$\tau_{\omega} = \frac{\Delta N}{t_{\omega} l_{\omega}},$$

где t_{ω} — толщина стенки тавра;

l_{ω} — расчетная длина сварного шва, определяемая по формуле

$$l_{\omega} = l - 2t_{\omega};$$

здесь l — полная длина сварного шва.

e — эксцентриситет приложения параллельной силы, равный

$$e = h - z_0,$$

здесь h — высота тавра;

z_0 — расстояние от оси тавра до верхней плоскости полки.

2. Фермы с решеткой из одиночных уголков.

Геометрическая схема типовой фермы показана на рис.6.

Расчет сжатых раскосов производят по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \varphi R_y \gamma_c,$$

где $\gamma_c = 0,75$.

Расчетная длина l_{ef} сжатого раскоса в плоскости фермы равна половине геометрической длины l_d , расчетная длина из плоскости фермы выполняется по формуле

$$l_{ef} = \frac{l_d}{\sqrt{1 + \frac{0,02 Q l_d^2}{y E J_c}}},$$

где Q — поперечная сила в узле пересечения раскосов, определяемая в соответствии с требованиями [12, п. 17.3];

y — прогиб узла пересечения раскосов из плоскости фермы:

$$y = \frac{l_d^2 (6 M_c - Q l_d)}{48 E J_c (1 - n_c)},$$

J_c — момент инерции сечения уголка сжатого раскоса относительно оси $x-x$ (см. рис 13);

n_c – коэффициент, определяемый по формуле:

$$n_c = \frac{0,1N_c l_d^2}{EJ_c} \leq \pi;$$

M_c – изгибающий момент в сжатом раскосе:

$$M_c = N_o z_o.$$

Радиус инерции i сжатого раскоса для расчета сечений в плоскости фермы равен минимальному радиусу инерции уголка ($i = i_{y_{\min}}$), для расчета из плоскости фермы $i = i_x$.

Проверку растянутого раскоса на прочность производят по формуле

$$\left(\frac{N_h}{A_h R_y} \right)^2 + \frac{k(M_h - N_h y + 0,25 Q l_d)}{A_h z_o R_y} \leq 1,$$

где A_h – площадь сечения растянутого раскоса;

k – коэффициент, равный для опорного раскоса 0,9, для рядового – 1.

4.3.3. Особенности конструирования

В качестве поясов ферм обычно применяют широкополочные тавры ШТ или в некоторых случаях – колонные тавры КТ. Толщины стенок тавров верхнего и нижнего поясов не должны отличаться более чем на 2 мм.

Высоту сечения тавров рекомендуется применять в пределах $1/4$ от высоты распускаемого двутавра. В этом случае повышается местная устойчивость стенки и положение центра тяжести сечения тавра находится от грани полки на расстоянии $t_f + r$ (где t_f – толщина полки, r – радиус закругления в стыке стенки с полкой).

Фасонки промежуточных узлов проектируют такой же толщины, как и стенки поясов.

В типовых фермах для верхнего и нижнего поясов подбирают сталь с большим R_y , чем для решетки. Применение тавров из низколегированной стали позволяет уменьшить высоту стропильных однопролетных ферм.

4.4. Фермы с поясами из широкополочных двутавров

4.4.1. Общие положения

Массовое производство проката из широкополочных двутавров с параллельными гранями полок типа К или Ш дало возможность серийно выпускать фермы с поясами из этих профилей.

Преимущества данных видов ферм:

- повышенная способность поясов восприятия изгибающих моментов,
- возможность передачи на пояса тяжелого перекрытия или покрытия,
- соединение поясов с решеткой без применения фасонки.

К особенностям конструирования ферм из широкополочных двутавров относятся жесткие узлы, возможность расцентровки в узлах из-за расположения поперечных сварных швов и раскосов. Жесткость сопряжений учитывается при определении усилий в стержнях.

Данный вид конструкций рекомендуется применять в фермах с параллельными поясами (см.рис.5).

Пояса из широкополочных двутавров обычно усиливают постановкой парных наклонных ребер, диафрагм. При передаче на ферму больших нагрузок и при толщине стенки двутавра менее 8 мм пояса усиливают поперечными ребрами (рис.16). Толщина наклонных ребер должна быть больше толщины примыкающих профилей решетки.

Решетку данных видов ферм проектируют обычно из следующих видов профилей:

- 1) из широкополочных двутавров,
- 2) из гнутосварных профилей или труб,
- 3) из одиночных уголков (фермы с названием "Тагил").
- 4) из парных уголков (например, для треугольных ферм).

Более распространенными являются фермы с решеткой из замкнутых гнутосварных профилей. Рациональной считается стыковка в узле не более двух стержней решетки. Если в узле сопрягается третий стержень, его приваривают непосредственно к раскосам (обычно к растянутым).

Плотность примыкания решетки к поясам обеспечивается косой резкой торца элемента стержня под углом, равным углу наклона раскоса.

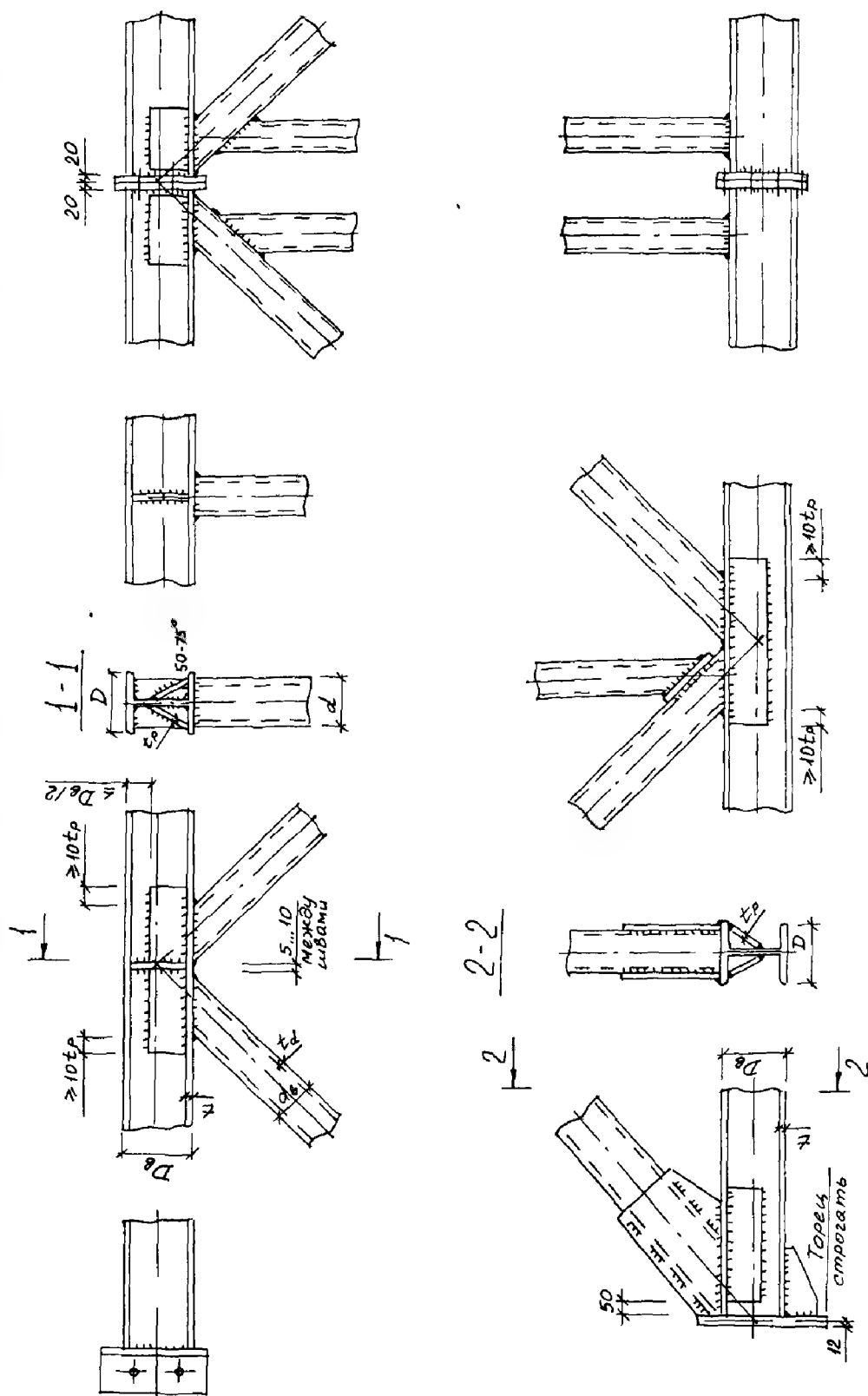


Рис. 16 У-профили с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутой и шпунтованной профилей

В фермах с решеткой из одиночных уголков пояса принимают параллельными с расстоянием между внутренними полками поясов 2400 мм. Уголки приваривают непосредственно к поясам таким образом, чтобы их угол находился по центру стенки двутавра, а полки уголка разворачивают в стороны. В этом случае усиления поясов двутавров не требуется.

Монтажные узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров выполняются с использованием сварки или фланцевых соединений на высокопрочных болтах (см.рис.16).

4.4.2. Особенности расчета

Нижеприведенные особенности расчета учитываются при проектировании ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей или двутавров. Данный вид ферм обычно изготавливают из стали с $R_{yn}=380$ МПа.

Статический расчет ферм выполняют в соответствии с [28, п. 13.8]. При отношении эксцентриситета (расстояния от точки пересечения осей решетки до оси пояса) к высоте сечения пояса менее $1/10$ влияние эксцентриситета в расчетах не учитывается.

Особенностью расчета ферм является учет изгибающих моментов от узловых эксцентриситетов и жесткости узла. Прочность стержней, на которые не действует поперечная нагрузка, проверяется по формуле [12, п. 16.3]

$$\frac{|N|}{A} + \frac{|M|}{W} \leq 1,3R_y\gamma_c.$$

Причем для моментов от узловых эксцентриситетов должно соблюдаться условие

$$M_e \leq W \left(R_y - \frac{N}{A} \right).$$

Проверка устойчивости сжатых стержней этих ферм производится по обычным формулам СНиП II-23-81*.

Для центрально-растянутых стержней решетки, а также для сжатого пояса при отсутствии элементов усиления в расчете его на устойчивость следует применять коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,85$ [12, п.16.4].

При учете изгибающих моментов допускается уменьшать расчетную длину элементов решетки в плоскости фермы.

Узлы ферм, не имеющие местного усиления пояса, рассчитывают в соответствии с [12, п. 16.7-16.13]:

- на отгиб участка полки пояса;
- на несущую способность участка стенки пояса, соответствующего сжатому элементу решетки;
- на несущую способность поперечного сечения пояса;
- на несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу;
- на прочность сварных швов прикрепления решетки к поясу.

Если узлы ферм усилены наклонными планками, несущая способность стенки пояса двутавра проверяется по формуле

$$|N| + \frac{|M|}{d_n} \leq \frac{2\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t_w d}{\sin \alpha},$$

где γ_d – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, равный 1,2 при растяжении и 1,0 при сжатии;

γ_D – коэффициент, равный $1,5 - \frac{\sigma}{R_y}$, если пояс сжат при

$\frac{\sigma}{R_y} > 0,5$, и 1,0 – в остальных случаях;

σ – продольное напряжение в панели пояса со стороны растянутого раскоса.

Помимо этого рекомендуется проверять несущую способность наклонных планок в соответствии с [12, п.16.16].

4.4.3. Особенности конструирования

Для ферм покрытий следует применять широкополочные двутавры типа К или Ш по ГОСТ 26020-83.

Примыкания элементов решетки к поясам, как правило, следует проектировать бесфасоночными сварными.

Стержни решетки из плоскости должны быть меньше ширины поясов на 20 мм. В К-образном узле поперечные размеры элементов не должны отличаться друг от друга больше чем на 40 мм. Раскосы привариваются к поясу с просветом между поперечными швами более 5 мм в опорных узлах и стыковых узлах сжатого пояса и не менее 20 мм в других узлах [12, п.16.24].

Наклонные планки, подкрепляющие пояс и стенку двутавра, устанавливаются толщиной 6-8 мм с обязательной проверкой их несущей способности. Длина наклонных ребер должна не менее чем на 100 мм превышать расстояние между наружными кромками

раскосов ($\geq 10t_p$), угол наклона их к подкрепляющему поясу назначается в пределах 50-75°.

Монтажные стыки ферм, как правило, проектируются фланцевыми: для сжатого пояса – на обычных болтах, для растянутого пояса – на высокопрочных.

4.5. Фермы из круглых труб

4.5.1. Общие положения

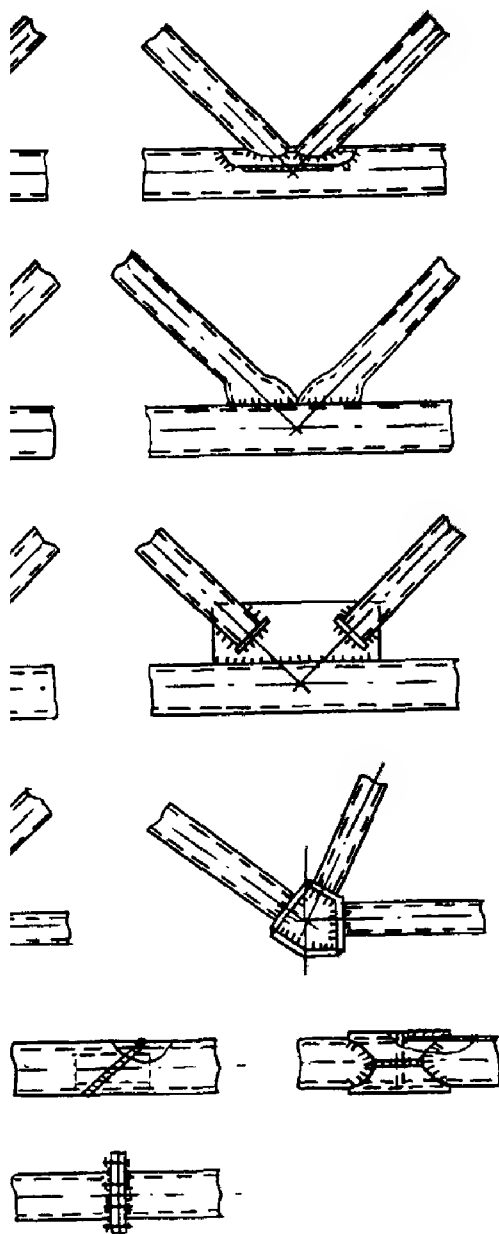
Фермы из труб проектируют сварными с сопряжением стержней без фасонки и с фасонками. Обычно применяются электросварные трубы по ГОСТ 10704-91, реже цельнотянутые. Особенно эффективны конструкции из элементов повышенной и высокой прочности.

Преимущества данного вида ферм:

- в трубах относительно большие радиусы инерции, они хорошо работают на кручение и устойчивость, более эффективно используется металл, снижается материалоемкость;
- трубы более стойки к коррозии. Их применение очень эффективно для эксплуатации в агрессивной среде, так как внутренняя полость замкнута;
- трубы более доступны для осмотра и окраски;
- бесфасоночное соединение узлов фермы дает экономию металла. Такое сопряжение следует предусматривать при наличии газорезательной машины.

Типовые фермы с параллельными поясами из круглых труб имеют на опоре высоту между поясов 2900 мм, решетка – треугольная (см. рис.7). Применение их целесообразно при температуре наружного воздуха ≥ -40 °С.

При изготовлении ферм возникают сложности с соединением их в узлах. Стержни решетки выполняются путем фигурной резки и разделки кромок труб на специальной газорезательной машине (рис.17). Центрирование труб производится по геометрическим осям, расцентровка возможна не более четверти диаметра поясной трубы. Сварной шов, соединяющий трубы решетки с поясом нагружен неравномерно. Конструктивная форма сварного шва вокруг трубы может меняться от стыкового – при тупом угле, до углового – при остром угле.



Узлы ферм из труб:
 а - со сплюснутыми концами;
 б - со сплюснутыми концами
 со вставками; д - стыковое соединение труб

Помимо вышеуказанных узлов
 косов со сплюснутыми концами.
 резку труб, уменьшается компенса
 ся дополнительная работа по их спл
 обязательный разогрев. Сплюснвани
 из малоуглеродистой или другой пла

При передаче на верхние пояса
 требуется конструировать детали
 приложения этих нагрузок симм
 плоскости фермы.

Соединение узлов труб на фа
 чительных случаях.

Монтажное сопряжение ферм
 няется на фланцевых соединениях с
 прокладки.

Конструкция опорных узлов м
 зованием фланцевого соединения н
 (рис.18) с применением опорной
 шарнирного узла опирания).

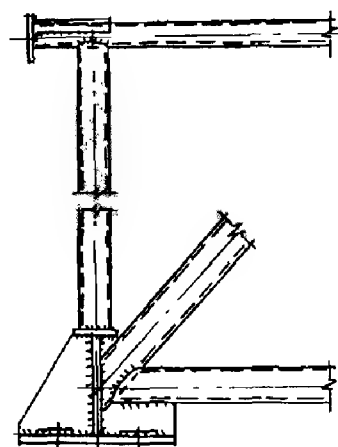


Рис.18. Шарнирные опорные уз

4.5.2. Особенности расчета

Статический расчет ферм из труб имеет свои особенности. Жесткое сопряжение стержней в узлах создает условия к появлению значительных изгибающих моментов. Шарнирная схема фермы может быть использована при отношении высоты сечения стержня к его длине ($\frac{h}{l} \leq 10$ для зон с умеренным климатом, $\frac{h}{l} \leq 15$ для холодных районов I₁; I₂; II₂; II₃). При повышении этих отношений шарнирная конструкция применяется только для нахождения продольных сил, а изгибающие моменты, возникающие от жесткости узлов, находят приближенными способами.

Расчетные длины элементов ферм из труб определяются по [12, табл.57].

Расчет центрально-сжатых труб со сплюсненными концами на прочность выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq \varphi R_y \gamma_c \gamma_{ct},$$

где γ_{ct} – коэффициент, определяемый в соответствии с [12, п.18.6].

Сварные стыковые соединения, работающие на центральное растяжение или сжатие, рассчитываются по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\pi D_m t} \leq R_w \gamma_{wc},$$

где D_m – средний (равный полусумме наружного и внутреннего) диаметр трубы с меньшей толщиной стенки;

t – наименьшая из толщин стенки соединяемых труб;

γ_{wc} – коэффициент условия работы сварного стыкового соединения ($\gamma_{wc}=0,75$ – при сварке без подкладного кольца; $\gamma_{wc}=0,85$ – для соединений впритык (тавровых) при угле раскрытия шва более 30° без подварки корня сварного шва).

Данный расчет не выполняется, если сварка узлов ведется на подкладных кольцах с применением сварочных материалов [28, прил.2] и физического контроля качества растянутых швов.

Сварные соединения элементов из труб, соединенных с цилиндрической или плоской поверхностями впритык, рассчитываются по формулам:

$$N \leq 0,85(S_{wh} + S_{wt});$$

$$N \leq 2S_{wh};$$

$$N \leq 2S_{wt},$$

где $S_{\omega h}, S_{\omega t}$ – несущие способности соответственно пяточной и носковой частей сварного шва (сварные швы раскоса со стороны острого и тупого углов пересечения оси трубы с поверхностью головной детали):

$$S_{\omega h} = (t_d l_{\omega ah} R_{\omega y} \gamma_{\omega c} + k_f l_{\omega fh} R_{\omega d}) \gamma_c;$$

$$S_{\omega t} = (t_d l_{\omega at} R_{\omega y} \gamma_{\omega c} + k_f l_{\omega ft} R_{\omega d}) \gamma_c,$$

где $R_{\omega y}$ – расчетное сопротивление стыкового шва растяжению или сжатию, принимаемое по [28, п.3,4];

$R_{\omega d}$ – меньшее из двух значений: $0,7 R_{\omega f}$ или $R_{\omega z}$;

$R_{\omega f}, R_{\omega z}$ – расчетные сопротивления углового шва срезу соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

$l_{\omega ah}, l_{\omega at}$ – суммарные длины участков швов, рассматриваемых как стыковые швы, соответственно в пяточной и носовой частях шва;

$l_{\omega fh}, l_{\omega ft}$ – то же, рассматриваемых как угловые швы.

За угловой сварной шов принимают:

– участки сварного шва, для которых угол раскрытия составляет менее 30° и более 60° при резке трубы без скоса кромки;

– участки сварного шва с углом раскрытия менее 15° или более 60° при резке конца прикрепляемой трубы с переменным или постоянным скосом;

– всю длину сварного шва в случае пропуска прикрепляемой трубы через отверстие, а также если конец прикрепляемой трубы обрабатывается или режется фрезой;

– всю длину участка сварного шва взаимного пересечения раскосов.

Остальные сварные швы являются стыковыми.

Угол раскрытия шва определяется по формуле

$$\theta = \arcsin(\beta_{in} \sin^2 \varphi_d + \cos \alpha \cos \varphi_d \sqrt{1 - \beta_{in}^2 \sin^2 \varphi_d}),$$

где $\beta_{in} = d_{in}/D$ – отношение внутреннего диаметра прикрепленной трубы к наружному диаметру головной детали (при прикреплении к плоской поверхности $\beta_{in}=0$);

φ_d – угловая координата прикрепляемой трубы, отсчитываемая от носковой образующей [12, п. 18.8].

Пяточную и носковую длины $l_{\omega h}, l_{\omega t}$ частей сварного шва определяют по графику [12, п.18.8].

Дополнительно для каждого стержня решетки, в узле пересечения с другими стержнями, следует проверить общую

прочность стенок элементов пояса и решетки, с которыми пересекается рассматриваемый раскос или стойка

$$N_j \leq 1,5\gamma_{dj} \sum_{p=1}^q \frac{\xi_{pj} \gamma_{Dp} \Psi_{pj} S_p}{\sin \alpha_{pj}},$$

где N_j – усилие в рассматриваемом элементе решетки;

S_p – характеристика несущей способности каждого из элементов определяется по формуле 138 [12];

γ_{Dp} – коэффициент влияния продольной силы в каждом элементе:

$$\gamma_{Dp} = 1 - 0,5 \left(\frac{F_j}{AR_y} \right)^2;$$

ξ_{pj} – доля периметра сечения рассматриваемого элемента, определяемая в соответствии с [12, п. 18.13].

4.5.3. Особенности конструирования

Наименьшая толщина стенок труб для поясов – 3 мм, для других элементов – 2,5 мм. Диаметр труб решетки должен быть не менее 0,3 диаметра поясов и не более его диаметра.

Для поясов бесфасоночных узлов трубчатых ферм из обычной стали рекомендуется отношение $D/t \leq 30$, для примыкающих элементов $d/t \leq 90$. У трубчатых конструкций из сталей высокой и повышенной прочности эти отношения (тонкостенность) определяются по [12, табл. 59].

В случае применения труб одного диаметра разница в толщинах стенок должна быть более 1,5 мм.

Наиболее применимы трубы диаметром 50-426 мм.

4.6. Фермы из замкнутых гнутых профилей

4.6.1. Общие положения

Фермы из замкнутых гнутосварных профилей (ГСП) проектируются с узлами без фасонки и опиранием легкого покрытия непосредственно на верхний пояс или на прогоны. Серийный выпуск данного вида ферм осуществляется на Молодеченском заводе. Схемы решетки ферм из замкнутых ГСП показаны на рис.8.

Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30°, в этом случае обеспечивается плотность примыкания раскоса к поясу (рис.19).

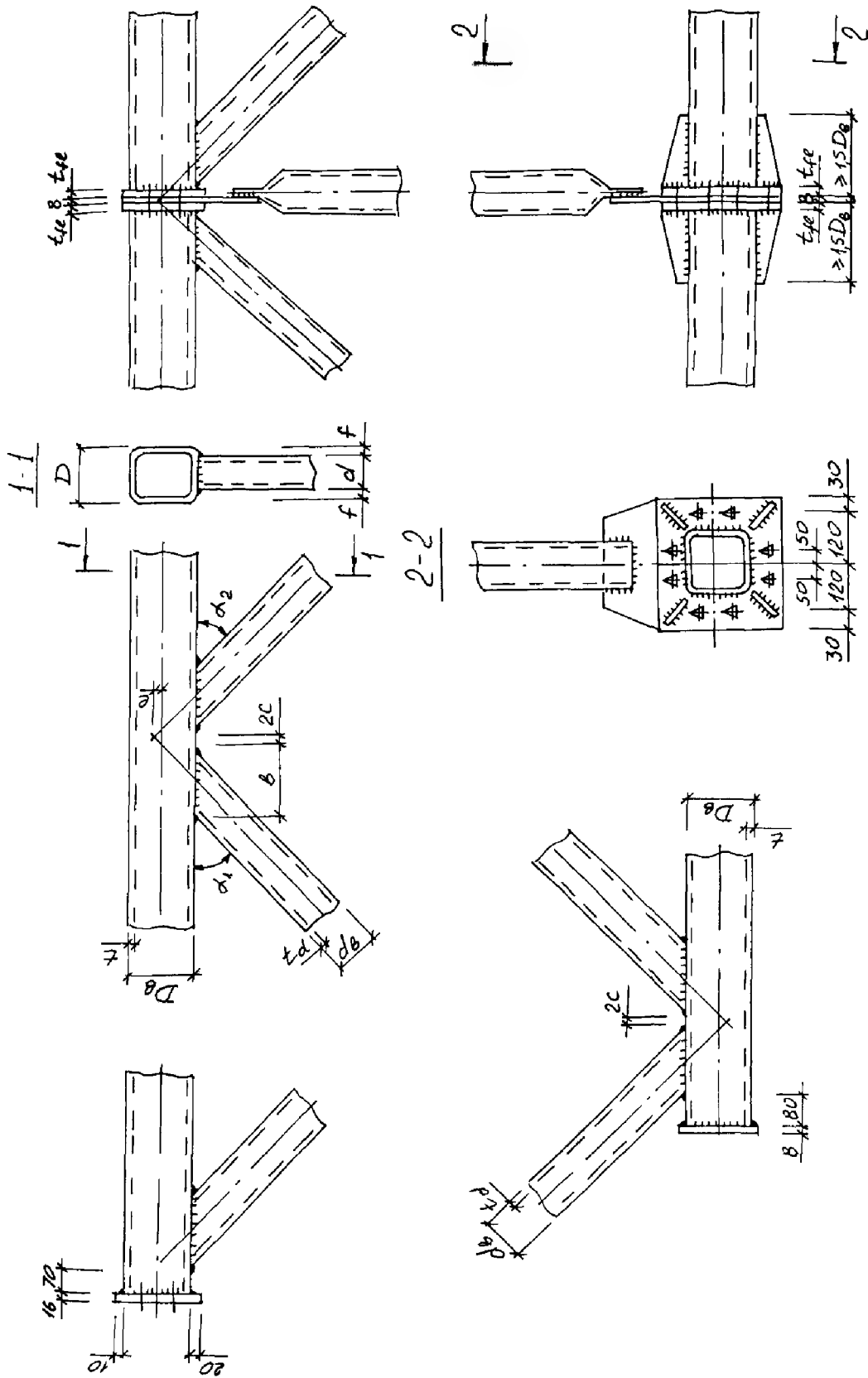


Рис. 19. Узлы ферм из замкнутых гнутосварных профилей

Для удобного расположения раскосов в узлах иногда смещают центровку стержней с оси пояса. Эти эксцентриситеты в расчете не учитываются, если величина смещения не превышает 0,25 высоты сечения пояса. Если эксцентриситет больше этой величины, то узловой момент воспринимается поясом (см. рис.21) и определяется по формулам

$$M_1 = M \frac{L_1 - e_p}{L_1 + L_2} \frac{L_2}{L_1};$$

$$M_2 = M \frac{L_2 - e_p}{L_1 - L_2} \frac{L_1}{L_2},$$

где L_1, L_2 – длина панелей, примыкающих к узлу.

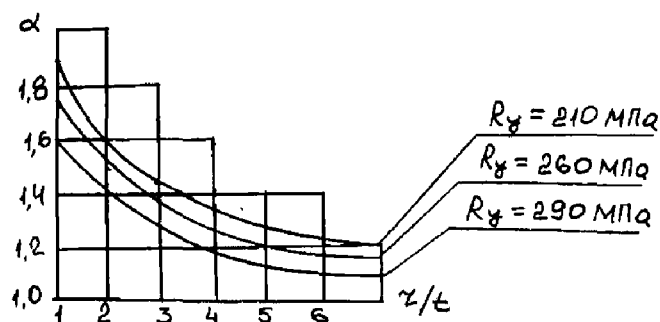


Рис.20. График для определения коэффициента относительного упрочнения

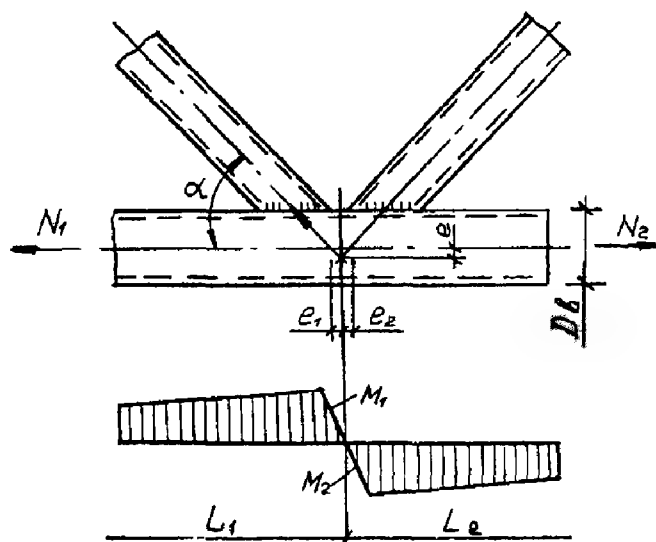


Рис.21. Эпюра изгибающих моментов в поясе фермы

Сварные швы, соединяющие раскосы с поясом, выполняются с полным проплавлением стенки профиля. Сварку производят встык на остающейся подкладке.

Монтажные стыки отправочных марок ферм выполняются фланцевыми соединениями на болтах, чаще высокопрочных.

Преимущества данной конструкции ферм аналогичны фермам, выполненным из труб.

4.6.2. Особенности расчета

Статический расчет ферм выполняется с учетом указаний, описанных в [28, п.13.8].

При беспрогонном опирании покрытия расчетная длина верхнего пояса определяется в соответствии с [12, п.15, 20].

Расчет элементов на прочность и устойчивость производится в соответствии с указаниями, изложенными в [12, п. 15.6].

В фермах из ГСП при расчете стержней можно дополнительно учитывать увеличение несущей способности из-за наклепа, который повышает предел текучести стали в зонах закругления сечения. Это положение допускается учитывать, если гнутосварную трубу делают на профилегибочном стане и радиус закругления в узлах профиля не превышает шести толщин стенки, а также если обеспечивается местная устойчивость стенок профилей при расчете на сжатие. Тогда центрально-растянутые или сжатые пояса рассчитываются по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq K_1 R_y \gamma_c,$$

где K_1 – коэффициент, который учитывает увеличение прочности ($K_1 = 1 + \beta(\alpha - 1)$);

β – относительная прочность упроченной зоны:

$$\beta = \pi(2r + t) \frac{t}{A};$$

α – коэффициент относительного упрочения (рис.20).

Прочность центрально-растянутых или сжатых стержней решетки из квадратных труб при условии обеспечения местной устойчивости стенок проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \xi K R_y \gamma_c,$$

где K – коэффициент, определяемый для сжатых стержней по рис.22, для растянутых равен 1,0;

ξ – коэффициент учета неравномерности напряжений, принимаемый равным
для сжатых раскосов при $c/8 < 0,25$ и углах наклонов раскосов $40-50^\circ$:

$$\xi = \frac{1}{1 + 0,013 \frac{D}{t}};$$

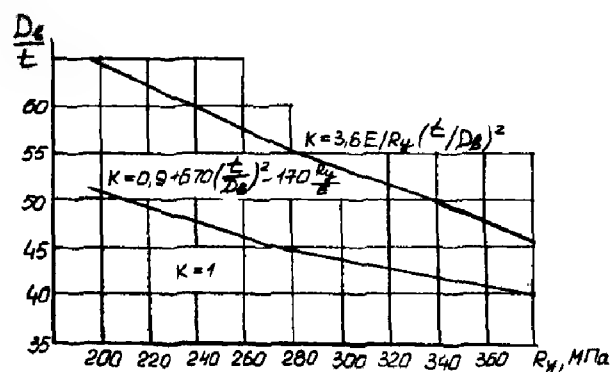


Рис.22. График зависимости коэффициента k от тонкостенности пояса D_b/t и расчетного сопротивления R_y

для сжатых раскосов при $c/8 > 0,25$ и сжатых стоек:

$$\xi = \frac{1}{1 + 0,01 \left(3,4 + 4,8 \frac{d}{D} - 0,12 \frac{d_b}{t_d} \right) \frac{D}{t}};$$

здесь D, t – ширина и толщина сечения пояса;

d_b, d, t_d – высота, ширина и толщина сечения стержня решетки;

c – половина расстояния между "носками" раскосов (см.рис.19);

b – горизонтальная проекция высоты сечения стержня решетки на пояс в месте примыкания (см.рис.19).

Для растянутых элементов коэффициент ξ увеличивают в 1,5 раза.

Для расчета прямоугольных труб коэффициент ξ умножается на

значение $\left(\frac{2}{\frac{d}{d_o} + 1} \right)$.

Стержни ферм из ГСП проверяют на местную устойчивость стенок сечения по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} \leq \bar{\lambda}_{u\omega} \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где h_{ef} – расчетная высота стенки;

$\bar{\lambda}_{u\omega}$ – наибольшая условная гибкость стенки:

при центральном сжатии элементов ($m=0$)

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,2, \text{ если } \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 1;$$

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6, \text{ если } \bar{\lambda} \geq 1;$$

при внецентренном сжатии элементов или при сжатии с изгибом ($m \geq 1$)

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_1^2, \text{ если } \bar{\lambda} < 2;$$

$$\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_1 \leq 3,1, \text{ если } \bar{\lambda} \geq 2.$$

Значение условной гибкости стержня $\bar{\lambda}_1$ определяется при проверке устойчивости в плоскости изгиба

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{ef,1}}{i_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Если величина m находится в пределах $0 < m \leq 1$, то $\bar{\lambda}_{u\omega}$ находят по интерполяции между $\bar{\lambda}_{u\omega}$ при относительных эксцентриситетах $m=0$ и $m=1$.

Предельное значение $\left[\frac{h_{ef}}{e} \right]$ вычисляется по формуле

$$\left[\frac{h_{ef}}{t} \right] \leq 1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $h_{ef} = h_b - 2r$,

здесь h_b – полная высота сечения ГСП;

r – угловые закругления сечения ГСП.

Если отношение $\frac{h_{ef}}{t} > \bar{\lambda}_{u\omega} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ или $\left[\frac{h_{ef}}{t} \right] > 1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, то при

расчете стержней вместо значения площади сечения A принимается

величина приведенной площади сечения A_{red} , которая вычисляется по формулам:

для центрально-сжатых элементов

$$A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t - 2(h_{ef1} - h_{red1})t,$$

для внецентренно-сжатых элементов или при сжатии с изгибом

$$A_{red} = A - t(h_{ef} - h_{red})t,$$

где $h_{red} = t \left[\bar{\lambda}_{u\omega} - \left(\frac{\bar{\lambda}_{\omega}}{\bar{\lambda}_{u\omega}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{u\omega} - K) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}};$

здесь $\bar{\lambda}_{u\omega}$ вычисляют при $m=0$:

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$K = 2,9 + 0,2\bar{\lambda} - 0,7\bar{\lambda}_{\omega}.$$

Значение h_{red1} находят по формуле

$$h_{red1} = t \left[\bar{\lambda}_{u\omega} - \left(\frac{\bar{\lambda}_{\omega1}}{\bar{\lambda}_{u\omega}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{u\omega} - K_1) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\bar{\lambda}_{\omega1} = \frac{h_{ef}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$

$$K_1 = 2,9 + 0,2\bar{\lambda}_1 - 0,7\bar{\lambda}_{\omega1}.$$

$\bar{\lambda}_{u\omega}$ берут по интерполяции между $\bar{\lambda}_{u\omega}$ при $m=0$ и $m=1$.

Расчет на устойчивость сжатых стержней из плоскости действия момента ведется в соответствии с требованиями п.7.16 [28],

Для сечения элементов из ГСП должно проверяться условие местной устойчивости поясов $\left(\frac{b_{ef}}{t} \right)$.

Для центрально-сжатых элементов поясов расчет ведется аналогично, как и для стенок. Для внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых элементов расчет производится в зависимости от m :

если $m \leq 0,3$, расчет устойчивости пояса выполняется как для центрального сжатия;

если $m \geq 1$ и $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04m$, отношение $\frac{b_{ef}}{t} = \sqrt{\frac{E}{R_y}};$

если $m > 1$ и $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m$, величина

$$\frac{b_{ef}}{t} = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

если $0,3 \leq m < 0,7$, значение $\frac{b_{ef}}{t}$ находят по интерполяции между $\frac{b_{ef}}{t}$ при $m=0,3$ и $m=0,7$.

В местах опирания крайней опоры (считая верхний пояс неразрезным и плоскость действия нагрузки совпадающей с плоскостью стенки) должно соблюдаться условие

$$P_1 \leq t^2 R_y \gamma_c \left(7,4 + 0,93 \sqrt{\frac{z}{t}} \right);$$

на промежуточной опоре

$$P_2 \leq t^2 R_y \gamma_c \left(11,1 + 2,4 \sqrt{\frac{z}{t}} \right),$$

где z – условная длина распределения сосредоточенного груза, не должна быть больше высоты стенки.

В случае несовпадения плоскостей действия сосредоточенной силы с плоскостью стенки ГСП, местная устойчивость проверяется по формулам (88), (89) [12].

В сопряжениях бесфасоночных узлов должны производиться проверки:

- поясов на продавливание (вырывание) при действии усилий от раскосов и стоек;
- несущей способности боковой стенки поясов в месте примыкания сжатых раскосов;
- несущей способности решетки в месте примыкания к поясу;
- прочности сварных швов в соединениях.

Несущая способность пояса на продавливание (вырывание) при $d/D \leq 0,9$ и $c/b \leq 0,25$ в опорных узлах и узлах, где сходятся элементы с разными знаками, проверяется для каждого элемента по формуле

$$|N| + \frac{1,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + c + \sqrt{2Df})}{(0,4 + 1,8 c/b) f \sin \alpha},$$

где N – усилие в примыкающем элементе;

M – изгибающий момент от основного воздействия в примыкающем элементе (момент от жесткости узлов допускается не учитывать); 0

γ_d – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, равный 1,2 – при растяжении, 1,0 – в остальных случаях;

γ_D – коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе, если $\frac{|F|}{AR_y} > 0,5$, по

формуле $\gamma_D = 1,5 - \frac{|F|}{AR_y}$, в остальных случаях $\gamma_D = 1,0$.

Здесь F – продольная сила в поясе со стороны растянутого раскоса; A – площадь сечения пояса; R_y – расчетное сопротивление стали пояса; b – длина линии пересечения примыкающего элемента с поясом по направлению оси пояса, равная $d_b/\sin \alpha$; c – половина расстояния между смежными стенками соседних элементов решетки или поперечной стенкой раскоса и опорным ребром;

$$f = \frac{D-d}{2};$$

α – угол примыкания элемента решетки к поясу.

Несущая способность пояса на продавливание (вырывание) в крестообразных и Т-образных узлах при $c/b > 0,25$ проверяется по формуле

$$|N| + \frac{1,7|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + 2\sqrt{2Df})}{f \sin \alpha}.$$

Несущая способность стенки пояса в плоскости узла в месте примыкания сжатого элемента решетки при $d/D > 0,85$ проверяется по формуле

$$N \leq \frac{2\gamma_c \gamma_t k R_y t d_b}{\sin^2 \alpha},$$

где t – толщина стенки пояса;

γ_t – коэффициент влияния тонкостенности пояса для отношения $D_b/t \geq 0,25$, принимаемый 0,8, в остальных случаях – 1;

k – коэффициент, определяемый в соответствии с [12, п. 15.12] для сталей с $R_y \leq 400$ МПа, при отношении $D_b/t < 40$ $k = 1,0$.

Несущая способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу при углах примыкания $\alpha = 40-50^\circ$ проверяется по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{1 + 0,013 D/t},$$

где R_{yd} – расчетное сопротивление стали решетки;

k – коэффициент, определяемый по [12, п.п. 15.12 и 15.13].

Если рассчитываемый элемент имеет неквадратное поперечное сечение, то в правую часть формулы вводится множитель

$$\frac{2}{3} \left(1 + \frac{1}{1 + d/d_b} \right).$$

Несущая способность элементов решетки в крестовых, Т-образных узлах при $c/b > 0,25$ проверяется по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{[1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1 d_b/t_d) D/t] \sin \alpha},$$

где выражение в круглых скобках не должно быть менее нуля.

Для не квадратного сечения в правую часть формулы вводится множитель

$$\frac{1}{1 + d/d_b}.$$

Несущая способность сварных швов, прикрепляющих решетку к поясам с углом примыкания $\alpha=40-50^\circ$, проверяется по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \frac{0,75 + 0,01 D/t}{\beta_f k_f (2d_b/\sin \alpha + d)} \leq \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf},$$

в крестовых и Т-образных узлах – по формуле

$$\left(|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \right) \frac{[1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1 d_b/t_d) D/t] \sin \alpha}{4\beta_f k_f d_b} \leq \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf}.$$

Если установочный зазор составляет 0,5-0,7 толщины стенки примыкающего элемента и швы можно выполнить с полным проплавлением, то они по своей работе ближе к стыковым и их следует рассчитывать как стыковые по формулам

проверка прочности по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{N \sin \alpha}{t_d l_w} \leq R_{wy} \gamma_c;$$

проверка прочности по касательным напряжениям (на сдвиг)

$$\tau = \frac{N \cos \alpha}{t_d l_w} \leq R_{ws} \gamma_c.$$

где N – продольное усилие в рассматриваемом элементе решетки;

l_w – длина сварных швов, работающих на усилие, принятая для раскосов при $c/b > 0,25$ и для стоек равной $2b$; при значении $c/b \leq 0,25$ для раскосов $l_w = 2b + d$.

Здесь b – длина проекции стенки примыкающего элемента на пояс

$$b = \frac{d_b}{\sin \alpha}.$$

4.6.3. Особенности конструирования

Для стержней ферм применяются гнутосварные профили по ТУ 36-2287-80. Толщину стенок стержней следует принимать не менее 3 мм. В одной ферме не рекомендуется применять профили с одинаковыми размерами сечения, которые отличаются толщиной стенок менее чем на 2 мм.

Для поясов отношение высоты стенки к ее толщине должно быть не более 45, для решетки $d_b/t \leq 60$.

Ширина стержней решетки принимается с таким расчетом, чтобы можно было свободно приварить их к поясу, но не более величины $D - 2(t + t_d)$ и не менее $0,6D$, где D – ширина сечения пояса.

Зазор между примыкающими к поясу стержнями решетки устанавливается 0,5-0,7 толщины стенки примыкающего стержня.

4.7. Прутковые фермы

Стропильные фермы с элементами из круглой арматуры целесообразно принимать для легких покрытий, т.е. при небольших статических нагрузках. На практике фермы данной конструкции встречаются:

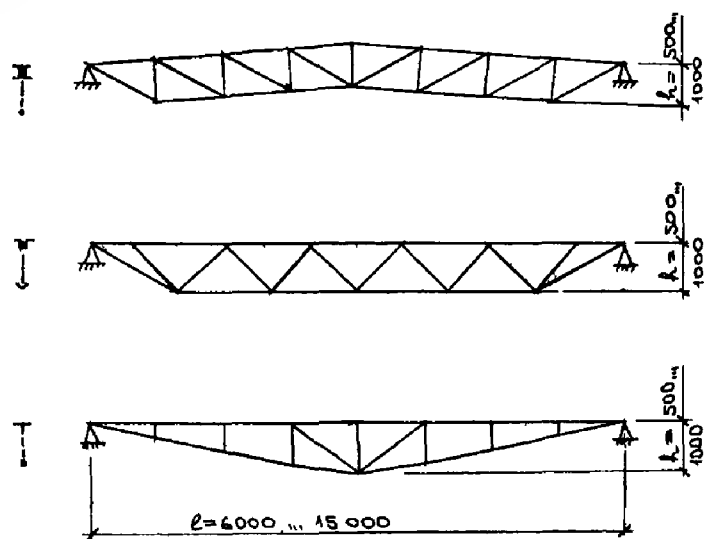
1) в качестве прутковых прогонов при пролетах от 6 до 15 м и шаге до 4 м.

Для этого случая выбираются геометрические схемы ферм с параллельными поясами (рис.23,а). Прутковые фермы монтируются горизонтально или наклонно с уклоном до 1:7. Применение их рационально при беспрогонном варианте покрытия, настил в этом случае укладывается непосредственно на верхний пояс фермы. Так как круглые профили не обладают достаточной жесткостью, необходимо верхний и нижний пояса раскреплять связями (растяжками), выполненными обычно из проволоки для обеспечения устойчивости ферм из плоскости изгиба;

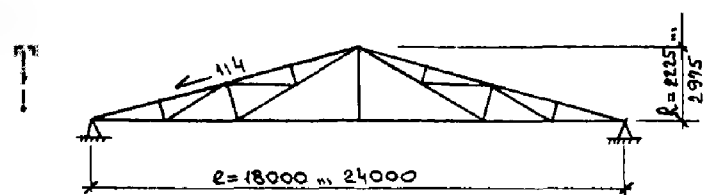
2) в качестве ригелей покрытия при пролетах до 24 м и шаге до 6 м для облегченных, чаще всего холодных кровель с уклоном верхнего пояса от 1:6 до 1:4.

Схема ферм может быть треугольной, пятиугольной (см. рис. 23,б,в). В основе проектирования данного вида ферм лежит принцип разделения работы стержней из круглой стали на растяжение, а профилей из уголков, швеллеров и т.д. – на сжатие. На рис.24 дан конструктивный вариант треугольной фермы.

а)



б)



в)

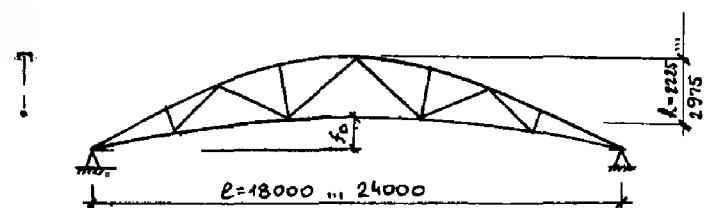


Рис.23.Схемы прутковых ферм.
а - с параллельными поясами; б - треугольная; в - полигональная

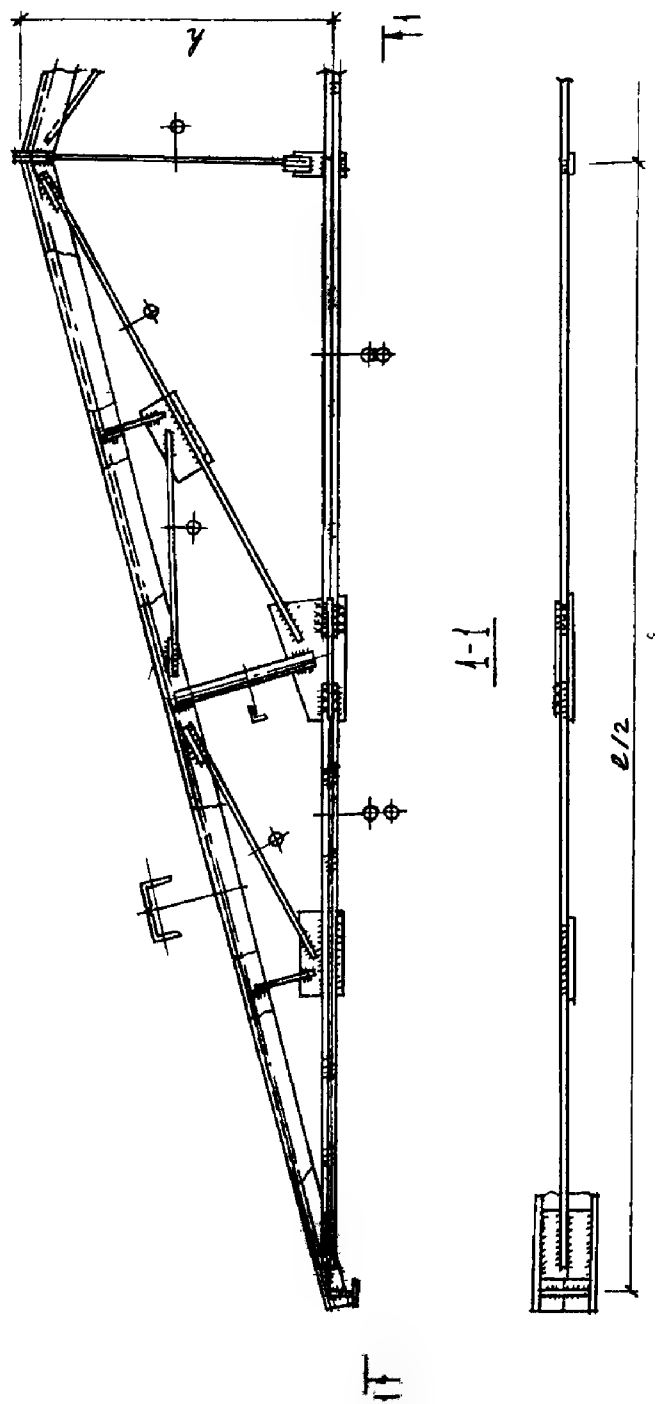


Рис. 24. Треугольная стропильная ферма с верхним поясом из парных уголков и решеткой из круглой стали

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Геометрические схемы ферм подстропильных конструкций зависят от конструктивного решения покрытия и принятых типов сечений элементов стропильных ферм. Обычно стропильные и подстропильные фермы, которые используются для одного вида покрытия, проектируются из одних и тех же типов прокатных профилей, при этом сохраняется однотипность конструктивного решения узлов.

При шарнирном узле крепления стропильных ферм к колоннам подстропильные фермы опираются на колонны сверху через опорные ребра с примыканием их к опорным стойкам, а при жестком узле сопряжения стропильной фермы – подстропильные конструкции монтируются на колонны сбоку с передачей опорных реакций на столики (рис.25).

Типовые подстропильные фермы бывают с параллельными поясами или треугольные (рис.10).

Сопряжение стропильных и подстропильных элементов покрытия решается с совмещением их наружных граней в одном уровне. Это дает возможность выполнения одинаковых по своей конструкции узлов опирания. В этих случаях высота подстропильных ферм принимается равной высоте стропильных ферм.

Для ферм с поясами из тавров, двутавров, трубчатых ферм применяются подстропильные конструкции с треугольной решеткой, высота которых в середине пролета между нижней гранью пояса и фасонкой для опирания элементов покрытия равна высоте стропильной фермы.

Подстропильные фермы могут применяться в зданиях при шаге средних колонн 18 или 12 м.

В некоторых случаях используется этажное опирание стропильных конструкций на подстропильные, этот вариант целесообразен тогда, когда высота смежных пролетов цеха различна, особенно если проектируется общая подстропильная ферма.

При смешанном каркасе стальные подстропильные элементы опираются на верх железобетонной колонны.

Изготовление подстропильных ферм осуществляется на заводе. Малая длина исключает возможность применения монтажных узлов, т.е. они выполняются одной отправочной маркой.

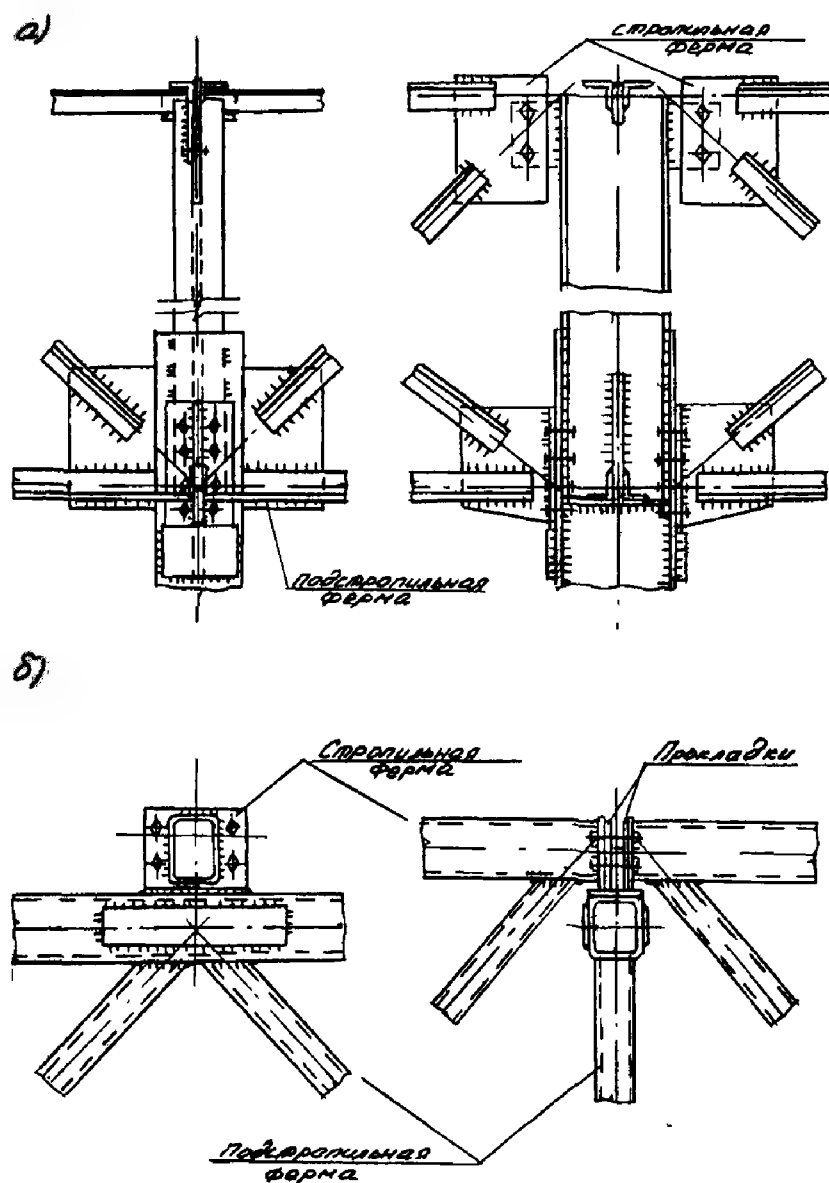


Рис.25. Крепление стропильных ферм к подстропильным:
а - из прокатных уголков; б - из гнутосварных профилей

Расчет и конструирование сечений и узлов подстропильных ферм аналогичны стропильным, за исключением узла опирания стропильных конструкций на нижний пояс подстропильных, так как в этом случае проектируются специальные стойки обычно из двутавров, к которым приварены опорные столики для опирания стропильных ферм. Верхний торец столика фрезеруется.

6. МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ И МОНТАЖЕ КОНСТРУКЦИЙ

Конструкции ферм обычно выполняются из следующих материалов:

1) для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха -40°C и выше:

- пояса, решетка, стыковые накладки, листовые детали (кроме фланцев и узловых фасонки) – сталь по ГОСТ 27772-88* С245, С255, С345;

- узловых фасонки – сталь С255, С345;

- опорные стойки и опорные столики в подстропильных фермах для опирания стропильных ферм – сталь С375, С390;

- фланцы верхних поясов (для ферм из труб и гнутосварных профилей) – сталь С245 (при $t \leq 20$ мм), С255 (при $t > 20$ мм), С345;

- то же нижних поясов – сталь С345, С375, С390 в узлах на высокопрочных болтах и сталь С245, С255 в узлах на обычных болтах;

- опорные плиты стропильных ферм при шарнирном опирании – сталь С245, С345;

2) для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже -40°C (для отапливаемых зданий):

- пояса, решетка, стыковые накладки, листовые детали (кроме фланцев) – сталь С345;

- опорные стойки и опорные столики в подстропильных фермах для опирания стропильных ферм – сталь С375, С390;

- фланцы верхних поясов – сталь С345;

- то же, для нижних поясов – сталь С345, С375, С390;

- опорные плиты стропильных ферм – сталь С345.

Конкретный выбор сталей зависит от величин внутренних усилий в стержнях ферм, характера приложения нагрузок (статические и динамические), от материалов, имеющих в наличии у

заводов-изготовителей, т.е. в каждом проекте марки сталей определяются индивидуально. Часто допускается замена проектировщиком материалов на равноценные по классу прочности и категории или по прочностным характеристикам. Сталь для гнutosварных профилей при строительстве в районах с расчетной температурой ниже -40°C должна быть термообработана, что ведет к снижению внутренних напряжений от гнута профилей.

Иногда стержни стропильных ферм проектируют из разных марок сталей, причем для поясов, опорных раскосов или стоек, т.е. для элементов, на которые действуют большие внутренние усилия, применяют материалы с более высокими прочностными характеристиками, а для раскосов и стоек – с меньшими расчетными сопротивлениями.

При проектировании и изготовлении стропильных ферм из труб, ГСП, двутавров и тавров особое внимание уделяется стали для изготовления фланцев. Эта сталь должна поставляться в термически обработанном состоянии (нормализация или закалка с отпуском) и подвергаться на заводе-изготовителе металлоконструкций испытанию на статическое растяжение на образцах, вырезанных из листов в направлении поперек проката. Материал фланцев или готовые фланцы (для приварки к поясам ферм или после приварки) должны подвергаться ультразвуковому дефектоскопическому контролю на наличие внутренних расслоений, грубых шлаковых включений и т.п.

Болты следует применять:

- для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха выше -40°C , – классов 4,6; 4,8; 5,6; 5,8; 6,6 и 8,8 по ГОСТ 15589-70*, ГОСТ 15591-70*, ГОСТ 7798-70*, ГОСТ 7796-70*;

- для зданий, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже -40°C , – классов 8,8 по ГОСТ 7798-70*, ГОСТ 7796-70*.

Болты назначаются в соответствии с [28, табл. 57*].

Высокопрочные болты, например, для монтажных стыков нижнего пояса в фермах из труб или гнutosварных замкнутых профилей, принимают по ГОСТ 22353-77*, ГОСТ 22356-77* из стали 40Х "Селект".

На монтаже допускается применение ручной сварки. Материалы для сварки принимаются по [28, табл. 55*].

Заводские сварные соединения элементов стальных ферм следует выполнять полуавтоматической сваркой.

7. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ И МОНТАЖУ КОНСТРУКЦИЙ

Изготовление и монтаж стальных конструкций покрытия должны производиться в соответствии с требованиями СНиП III-18-75 "Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ" СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции".

Изготовление ферм рекомендуется осуществлять на специализированных предприятиях, оснащенных соответствующим оборудованием. Сборка конструкций и отдельных элементов должна выполняться в жестких кондукторах на специальных стендах.

Защиту строительных изделий от коррозии следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии" и СНиП 3.04.03-85 "Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии".

В СНиП III-18-75 установлена следующая величина допускаемых отклонений при монтаже ферм (табл.7).

Таблица 7

Наименование отклонения	Допускаемое отклонение
Отклонение отметок опорных узлов ферм	± 20 мм
Стрела прогиба (кривизна) между точками закрепления участков сжатого пояса из плоскости фермы	$1/750$ величины закрепленного участка, но не более 15 мм
Отклонение расстояний между осями ферм по верхнему поясу	± 15 мм

Монтаж конструкций должен осуществляться в соответствии с ППР, утвержденным в установленном порядке.

Монтаж конструкций покрытия рекомендуется, как правило, выполнять поэлементно или блоками. При выполнении работ необходимо вести журналы монтажных и сварочных работ.

8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Пример 1

Расчет и конструирование стропильной фермы из уголков, соединенных в тавр

1. Исходные данные

Пролет фермы – 24 м.

Шаг ферм – 6,0 м.

Очертание решетки – ферма с параллельными поясами высотой по обухам уголков 3150 мм. Опираение на колонны шарнирное. Уклон верхнего пояса 1,5%. Здание отапливаемое.

Кровля рубероидная, четырехслойная с защитным слоем из гравия, втопленного в битумную мастику. Покрытие утепленное, утеплитель – плиты из ячеистого бетона. Покрытие из сборных железобетонных ребристых плит размером 6×3 м.

Место строительства – г. Пенза.

Класс ответственности здания – II.

Материал конструкций: уголки – сталь С245, фасонки – сталь С255 по ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая под флюсом сварочной проволокой марки СВ-08А (ГОСТ 2246-70*) диаметром $d=2$ мм. На монтаже применяется ручная сварка электродами Э42 по ГОСТ 9467-75*. Болты нормальной точности класса 5.6.

Фермы не подвержены непосредственно динамическим нагрузкам.

2. Статический расчет фермы

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы предварительно выполняем сбор нагрузок.

Нагрузку от покрытия сводим в таблицу 8.

Таблица 8

Нагрузки, действующие на стропильную ферму

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, гН/м ²
Постоянные нагрузки:				
1.	Слой гравия, втопленный в битумную мастику, $t=10$ мм, $\gamma=200$ гН/м ³	2,0	1,3	2,6
2.	Четыре слоя рубероида на битумной мастике $0,4 \cdot 4=1,6$ гН/м ²	1,6	1,3	2,1
3.	Цементно-песчаная стяжка $t=20$ мм, $\gamma=200$ гН/м ³	4,0	1,3	5,2
4.	Утеплитель – плиты из ячеистого бетона, $t=140$ мм, $\gamma=40$ гН/м ³	5,6	1,2	6,7
5.	Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,4	1,3	0,5
6.	Сборные железобетонные ребристые плиты размером 6×3 м ($m=2650$ кг)	15,0	1,1	16,2
7.	Собственная масса фермы со связями (пролет $l=24$)*	3,0	1,05	3,2
	Итого	31,6	-	36,5
Временные нагрузки				
1.	Снеговая нагрузка для III снегового района	10,0	1,4	14,0
	Полная нагрузка	41,6	-	50,5

*Собственная масса фермы подсчитана по приближенной формуле Н.С.Стрелецкого

$$q_{\Phi}^n = \frac{\chi l \sum g}{\frac{R_y}{\gamma} - \chi l} = \frac{6,4 \cdot 24 \cdot 38,6}{\frac{240 \cdot 10^3}{78,5} - 6,4 \cdot 24} = 2,0 \text{ гН/м}^2,$$

где $\sum g$ – расчетная нагрузка на ферму от покрытия и снега, гН/м²;

R_y – расчетное сопротивление стали поясов ($R_y=240$ МПа);

γ – удельный вес стали ($\gamma=785$ гН/м³);

χ – характеристика фермы ($\chi=6,4$ при $q=150$ гН/м; $\chi=4,2$ при $q=800$ гН/м), при средних величинах χ берется по интерполяции.

С учетом массы связей принимаем

$$q_{op}^H = 2 + 1 = 3 \text{ гН/м}^2.$$

Расчетная постоянная погонная нагрузка на ригель

$$q_n = q_p B \gamma_n = 36,5 \cdot 6 \cdot 0,95 = 208,1 \text{ гН/м},$$

где γ_n – коэффициент надежности здания по назначению (для II класса $\gamma_n=0,95$).

Снеговая нагрузка для г. Пензы в соответствии со СНиП [24] для III снегового района $S_0=10$ гН/м².

Нормативное значение снеговой нагрузки составит

$$S = S_0 \mu = 10 \cdot 1 = 10 \text{ гН/м}^2,$$

где $\mu=1$ при уклоне кровли менее 25° [24, прил.3].

Расчетная снеговая нагрузка на единицу длины фермы

$$P_s = S B \gamma_f \gamma_n = 10 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 79,8 \text{ гН/м}.$$

Расчетная узловая сила на ферму:

– от постоянной нагрузки

$$P_n = q_n d = 208,1 \cdot 3 = 624,3 \text{ гН};$$

– от снеговой нагрузки

$$P_s = p_s d = 79,8 \cdot 3 = 239,4 \text{ гН}.$$

Примечания. При действительной работе рамы, состоящей из колонн и фермы, в ригеле возникают сжимающие (растягивающие) усилия от рамности. Величина и характер действия усилий зависят от постоянных и временных нагрузок узлов опирания колонн и фермы, конструктивных особенностей рамы, жесткостей элементов. Поэтому проектирование фермы выполняется только после статического расчета рамы в целом.

При шарнирном опирании ригеля нагрузку от рамных усилий прикладывают к поясам фермы в узлах опирания, после чего выполняется статический расчет. Усилия от рамной нагрузки (рамности) складываются с усилиями от постоянной и временной нагрузок, если они одинаковы по знаку или если в результате суммирования могут поменять знак с "+" на "-".

В примере 1 нагрузку от усилий в раме условно не учитываем, принимая ее равной нулю ($P_p=0$).

Усилия в ферме определяются по программе на компьютере или путем построения диаграммы Максвелла-Кремоны от единичной нагрузки, действующей на половине пролета ригеля (рис.26). Результаты статистического расчета приводятся в табл.9.

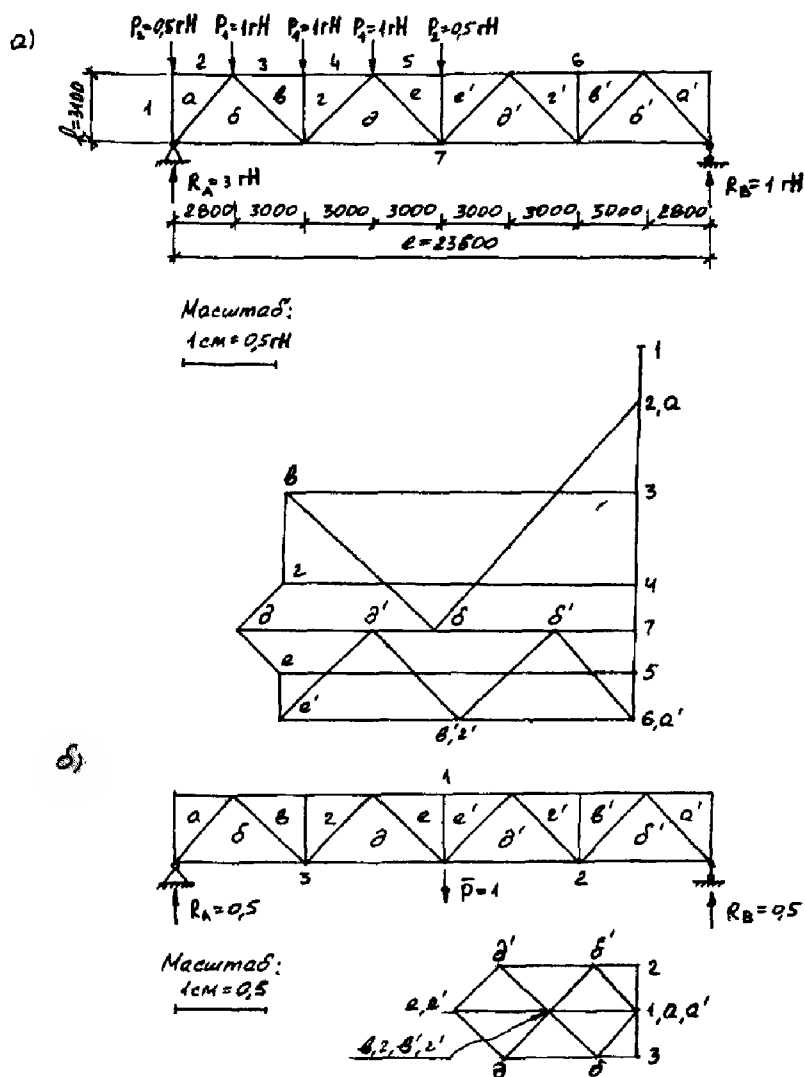


Рис.26. Диаграмма усилий от единичной нагрузки (пример 1): а - для проектирования фермы; б - для расчета прогиба

Таблица 9
Расчетные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от единичной нагрузки			Усилия от постоянной узловой нагрузки $P_n=624,3$ гН	Усилия от снеговой узловой нагрузки $P_s=239,4$ гН			Расчетные усилия, гН	
		слева	справа	с двух сторон		слева	справа	с двух сторон	сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	в-3, г-д	-3,9	-1,9	-5,8	-3621	-933,7	-454,9	-1388,5	-5009,5	-
	е-5	-3,9	-3,9	-7,8	-4869,6	-933,7	-933,7	-1867,4	-6737,0	-
Нижний пояс	б-7	2,2	0,9	3,1	1935,3	526,7	526,7	742,2	-	2677,5
	д-7	4,4	2,9	7,3	4557,4	1053,4	1053,4	1747,7	-	6305,1
Раскосы	а-б	-3,4	-1,3	-4,7	-2934,2	-814	-311,2	-1125,2	-4059,4	-
	б-в	2,3	1,4	3,7	2309,9	550,6	335,2	885,8	-	3195,7
	г-д	-0,8	-1,4	-2,2	-1373,5	-191,5	-335,2	-526,7	-1900,2	-
	д-е	-0,8	1,4	0,6	374,6	-191,5	335,2	143,7	-	709,8
Стойки	в-г	-1,0	0	-1,0	-624,3	-239,4	-335,2	-239,4	-863,7	-
	е-е'	-0,5	-0,5	-1,0	-624,3	-119,7	-119,7	-239,4	-863,7	-

3. Подбор сечений стержней фермы

Принимаем в соответствии с табл.4 толщину фасонки $t_f=12$ мм.

Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его на максимальное усилие – $N_{l-5} = -6737$ гН.

Задаемся гибкостью – $\lambda=90$, по [28, табл.72] $\varphi=0,612$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{tr} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,612 \cdot 240 \cdot 0,95} = 48,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2L_{125 \times 9}$ $A=44,0$ см², $i_x=3,86$ см, $i_y=5,56$ см.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{3,86} = 77,7 < [\lambda]_x = 122,4;$$

$$\varphi_x = \varphi_{min} = 0,70;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{5,56} = 54 < [\lambda]_y = 131,5, \varphi_y = 0,83;$$

Предельные гибкости

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,7 \cdot 44 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,96;$$

$$[\lambda]_x = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,96 = 122,4;$$

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,83 \cdot 44 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,81;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,81 = 131,5.$$

Проверка устойчивости стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{6737}{0,7 \cdot 44} = 218,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Подбор сечения нижнего пояса.

Нижний пояс проектируем с изменением сечения по длине.

Стержень д-7

Расчетное усилие $N_{д-7} = 6305,1$ гН.

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{д-7}}}{R_y \gamma_c} = \frac{6305,1}{240 \cdot 0,95} = 27,7 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции

$$i_{x,\text{тр}} = \frac{l_{\text{ef},x}}{[\lambda]} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см};$$

$$i_{y,\text{тр}} = \frac{l_{\text{ef},y}}{[\lambda]} = \frac{1200}{400} = 3,0 \text{ см}.$$

Принимаем $2\text{—}90 \times 8$, $A = 27,8 \text{ см}^2$, $i_x = 2,76 \text{ см}$, $i_y = 4,16 \text{ см}$.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{600}{2,76} = 217,4 < [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{1200}{4,16} = 288,5 < [\lambda] = 400.$$

Проверяем прочность

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{6305,1}{27,8} = 226,8 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 228 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

Стержень 6-7

Расчетное усилие $N_{6-7} = 2677,5 \text{ гН}$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{6-7}}{R_y \gamma_c} = \frac{2677,5}{240 \cdot 0,95} = 11,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{—}63 \times 5$, $A = 12,26 \text{ см}^2$, $i_x = 1,94 \text{ см}$, $i_y = 3,04 \text{ см}$.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{580}{1,94} = 299 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{580}{3,04} = 190,8 < [\lambda]_y = 400.$$

Гибкость меньше предельной.

Подбор сечений сжатых раскосов и стоек производится по методике подбора сечений сжатых верхних поясов ферм, растянутых раскосов – по методике подбора сечений растянутых поясов ферм.

Результаты расчета сводим в табл. 10.

4. Расчет сварных швов прикрепления решетки фермы к верхнему и нижнему поясам.

Для присоединения стержней применяется полуавтоматическая сварка под флюсом проволокой СВ-08А $d=2$ мм (ГОСТ 2246-70*). Коэффициенты и расчетные сопротивления, принимаемые при расчете по металлу шва:

$$\beta_f = 0,9; \gamma_{wf} = 1; R_{wf} = 180 \text{ МПа [28, табл. 56*];}$$

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 0,9 \cdot 1 \cdot 180 = 162 \text{ МПа.}$$

При расчете по металлу границы сплавления

$$\beta_z = 1,05; \gamma_{wz} = 1; R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа,}$$

где

$$R_{un} = 370 \text{ МПа [28, табл.51*];}$$

$$\beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа;}$$

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 162 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 174,8 \text{ МПа.}$$

Несущая способность сварных швов определяется прочностью металла сварного шва и вычисляется по формуле

$$l_w = \frac{N_{об(п)}}{n K_f \beta_f \gamma_{wf} R_{wf} \gamma_c} + a,$$

где $N_{об(п)}$ – усилие, действующее на обушок (перо) уголков;

n – количество швов ($n=2$);

a – длина шва на непровар ($a=1-2$ см);

K_f – катет сварного шва.

Таблица 10

Таблица расчета сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N , гН	Наименование стали по ГОСТ 27772-88*	Сечение	Площадь A , см ²	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		γ_c	Проверка сечений, МПа	
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y		$\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$, МПа	$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$, МПа
Верхний пояс	а-2	0				280	280	3,86	5,56	72,6	50,4	0,95	-	-
	в-3, г-4	-5009,5	C245	Г 125х9	44	300	300	3,86	5,56	77,7	54	0,95	-	162,7 < 228
	е-5	-6737				300	300	3,86	5,56	77,7	54	0,95	-	218,7 < 228
Нижний пояс	б-7	2677,5		Г 63х5	12,26	580	580	1,94	3,04	299	190,8	0,95	218,4 < 228	-
	д-7	6305,1	C245	Г 90х8	27,8	600	1200	2,76	4,16	217,4	288,5	0,95	226,8 < 228	-
Раскосы	а-б	-4059,4		Г 100х8	31	205	410	3,07	4,62	66,8	89	0,95	-	211,2 < 228
	б-в	3195,7		Г 70х6	16,3	345	431	2,15	3,07	160,5	129,4	0,95	196,1 < 228	-
	г-д	-1900,2	C245	Г 90х8	27,8	345	431	2,76	2,15	125	103,6	0,8	-	175,3 < 192
	д-е	709,8		Г 63х5	12,26	345	431	1,94	2,76	177,8	141,8	0,95	57,8 < 228	-
Стойки	в-г	-863,7		Г 63х5	12,26	248	310	1,94	1,94	127,8	102	0,8	-	185,4 < 192
	е-е'	-863,7	C245	Г 63х5	12,26	248	310	1,94	1,94	127,8	102	0,8	-	185,4 < 192

Величина сварного шва должна быть в пределах

$$K_{f,\min} \leq K_f \leq K_{f,\max},$$

где $K_{f,\min}$ – минимальный катет, определяемый по [28, табл.38*]

$K_{f,\max}$ – максимальный катет шва, равный:

для шва по обушку 1,2 t_{yr} ;

для шва по перу

$K_{f,\max} = t_{yr} - 1$ мм, при $t_{yr} \leq 6$ мм;

$K_{f,\max} = t_{yr} - 2$ мм, при $t_{yr} = 7-16$ мм;

здесь t_{yr} – толщина прикрепляемого уголка.

Число различных по толщине швов на всю ферму не должно быть более четырех. Величина длины швов должна быть кратной 10 мм; минимальная длина шва принимается $l_{\omega,\min} = 60$ мм.

Результаты расчета размеров сварных швов сводим в табл.11.

Таблица 11

Таблица расчета швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об},$ гН	$k_f,$ мм	$l_{\omega},$ см	$N_{п},$ гН	$k_f,$ мм	$l_{\omega},$ см
6-7	Г 63×5	2677,5	1874,3	6	11	803,3	4	8
а-б	Г 100×8	4059,4	2841,6	8	12	1217,8	6	8
б-в	Г 70×6	3195,7	2237	6	13	958,7	4	9
г-д	Г 90×8	1900,8	1330,6	8	7	570,2	6	6
д-е	Г 63×5	709,8	496,9	4	6	212,9	4	6
в-г	Г 63×5	863,7	604,6	4	6	259,1	4	6

5. Расчет и конструирование узлов фермы

Опорные узлы

Узел 1 (рис.27,28 ,а)

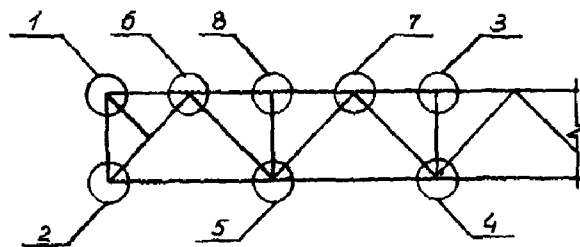


Рис 27. Обозначение узлов фермы из парных уголков

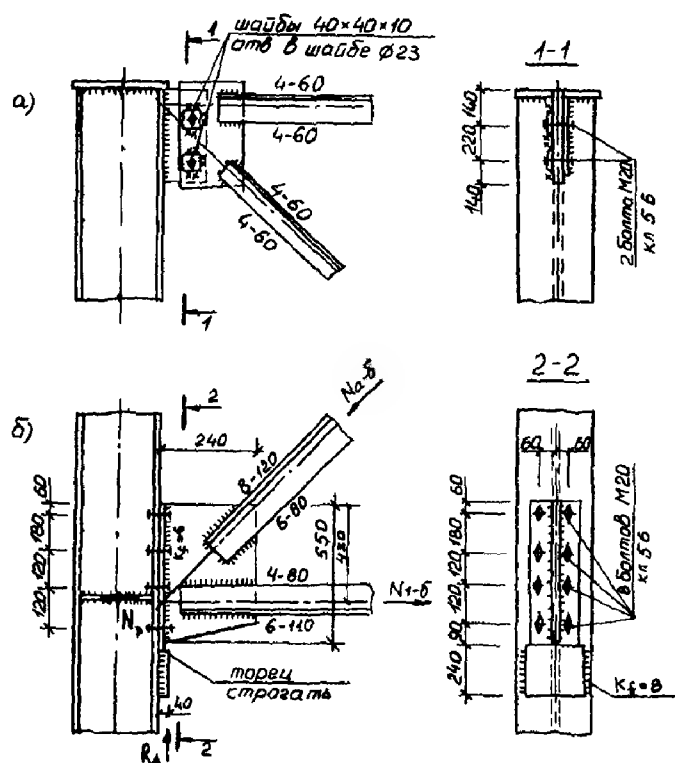


Рис.28. Опорные узлы фермы из парных уголков:
а - верхний опорный узел; б - нижний опорный узел

При рамном усилии $N_p=0$ верхний опорный узел проектируем конструктивно. Размеры сварного шва, прикрепляющего верхний пояс и раскос, принимаем $k_f = 4$ мм, $l_\omega = 60$ мм. Диаметр болтов конструктивно проектируем равным 20 мм.

Примечание. Принимаем, для примера, условное рамное растягивающее усилие $N_p=400$ гН (эти усилия определяются при статическом расчете рамы). Длины сварных швов, прикрепляющих верхний пояс к фасонке:

по обушке

$$l_\omega^{\text{об}} = \frac{\alpha N_p}{n K_f \beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} \gamma_c} + a = \frac{0,7 \cdot 400}{2 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 1} + 1,7 \approx 4 \text{ см};$$

по перу

$$l_\omega^{\text{п}} = \frac{(1 - \alpha) N_p}{n K_f \beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} \gamma_c} + a = \frac{(1 - 0,7) \cdot 400}{2 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 1} + 2 = 3 \text{ см}.$$

Принимаем $l_\omega^{\text{об}} = l_\omega^{\text{п}} = 6,0$ см.

Проверяем несущую способность болтов М20 на срез.

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом класса 5.6 на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s = 190 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1 = 536,9 \text{ гН},$$

где R_{bs} – расчетное сопротивление болтов срезу, определяется по [28, табл.58*];

A – расчетная площадь сечения болта.

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} = 3,14 \text{ см}^2.$$

Максимальное усилие среза в верхнем болте

$$N_{\text{max}} = N_p \frac{e + b}{b} = 400 \frac{4 + 22}{22} = 472,7 \text{ гН}.$$

Проверяем расчетное условие

$$N_{\text{max}} = 472,7 \text{ гН} < N_b = 536,9 \text{ гН}.$$

Условие соблюдается.

Узел 2 (рис 28,6)

Опорный фланец принимаем толщиной 20 мм и шириной 240 мм. Опорная реакция фермы

$$R_A = \frac{(q_n + p_s) l}{2} = \frac{(208,1 + 79,8) 23,6}{2} = 3397,2 \text{ гН}.$$

Рамное усилие $N_p=0$.

Диаметр болтов прикрепления фермы к колонне принимается конструктивно 20 мм.

Проверяем напряжение смятия торца фланца от опорной реакции

$$\sigma = \frac{1,2R_A}{A_p} = \frac{1,2 \cdot 3397,2}{24 \cdot 2} = 84,9 \text{ МПа} < R_p = 370 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Выполняем проверку шва, прикрепляющего фасонку к опорному фланцу. Сварной шов тавровый без разделки кромок.

Касательное напряжение

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{R_A}{n\beta_f K_f l_w} = \frac{3397,2}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 54} = 58,3 \text{ МПа} < \\ &< \beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 0,9 \cdot 1 \cdot 180 = 162 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $l_w = l - 1 \text{ см} = 55 - 1 = 54 \text{ см}$.

Условие соблюдается.

Нормальное напряжение

$\sigma_w = 0$.

Проверяем опорное сечение фасонки на срез

$$\tau = \frac{R_A}{A} = \frac{3397,2}{2 \cdot 55} = 30,9 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 138,6 \cdot 1 = 138,6 \text{ МПа},$$

где $R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \frac{245}{1,025} = 138,6 \text{ МПа}$.

Условие соблюдается.

Определяем высоту опорного столика из условия прочности сварного шва на срез

$$l_w = \frac{2R_A}{3\beta_f K_f \gamma_{wf} R_{wf}} + a = \frac{2 \cdot 3397,2}{3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 180} + 2 \text{ см} = 20 \text{ см}.$$

Принимаем высоту столика 240 мм.

Примечание. В случае действия на ферму рамного растягивающего усилия дополнительно выполняется следующий расчет.

Например, принимаем условно $N_p = 400 \text{ гН}$. Центр тяжести болтового соединения от верхней кромки

$$y_o = \frac{\sum y_i}{n_b} = \frac{6 + 24 + 36 + 48}{4} = 28,5 \text{ см}.$$

*

Расстояние от верха фасонки до места приложения нагрузки $y_c = 430$ мм.

Эксцентриситет

$$e = y_c - y_o = 43 - 28,5 = 13,5 \text{ см.}$$

Максимальное усилие растяжения в крайнем болте опорного узла

$$N_{\max} = \frac{1}{n} \left(\frac{N_p}{n_0} + \frac{N_p e y_{\max}}{\sum y_i^2} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{400}{4} + \frac{400 \cdot 13,5 \cdot 48}{6^2 + 24^2 + 36^2 + 48^2} \right) = 81 \text{ гН.}$$

Несущая способность на растяжение одного болта М20 класса 5.6.

$$N = A_{bn} R_{bt} = 2,45 \cdot 210 = 514,5 \text{ гН} > N_{\max} = 81 \text{ гН.}$$

Условие прочности соблюдается.

Требуемая толщина опорного фланца из условия работы на изгиб

$$t_{op} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3bN_p}{lR_y}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 12 \cdot 400}{55 \cdot 240}} = 0,6 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{op} = 20$ мм.

Выполняем проверку шва, прикрепляющего фасонку к опорному фланцу.

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = 58,3 \text{ МПа.}$$

Нормальное краевое напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{\omega} &= \frac{N_p}{A_{\omega}} + \frac{N_p e}{W_{\omega}} = \frac{N_p e}{nK_f e_{\omega}} + \frac{6N_p e}{nK_f e_{\omega}^2} = \\ &= \frac{400}{2 \cdot 0,6 \cdot 55} + \frac{6 \cdot 400 \cdot 13,5}{2 \cdot 0,6 \cdot 55^2} = 15,0 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условно приведенное напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{np} &= \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{15,0^2 + 3 \cdot 58,3^2} = 102,1 \text{ МПа} < \beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} = \\ &= 0,9 \cdot 1 \cdot 180 = 162 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Прочность обеспечена.

Проверка фланца на поверхностный отрыв в околошовной зоне

$$\begin{aligned} \tau_z &= \frac{N_p}{2,8\beta_f K_f l_{\omega}} = \frac{400}{2,8 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 55} = 5,0 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = \\ &= 180 \cdot 1 = 180 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где $R_{th} = 0,5R_u = 0,5 \cdot 360 = 180$ МПа.

Прочность обеспечена.
Монтажные узлы
Узел 3 (рис. 29,а)

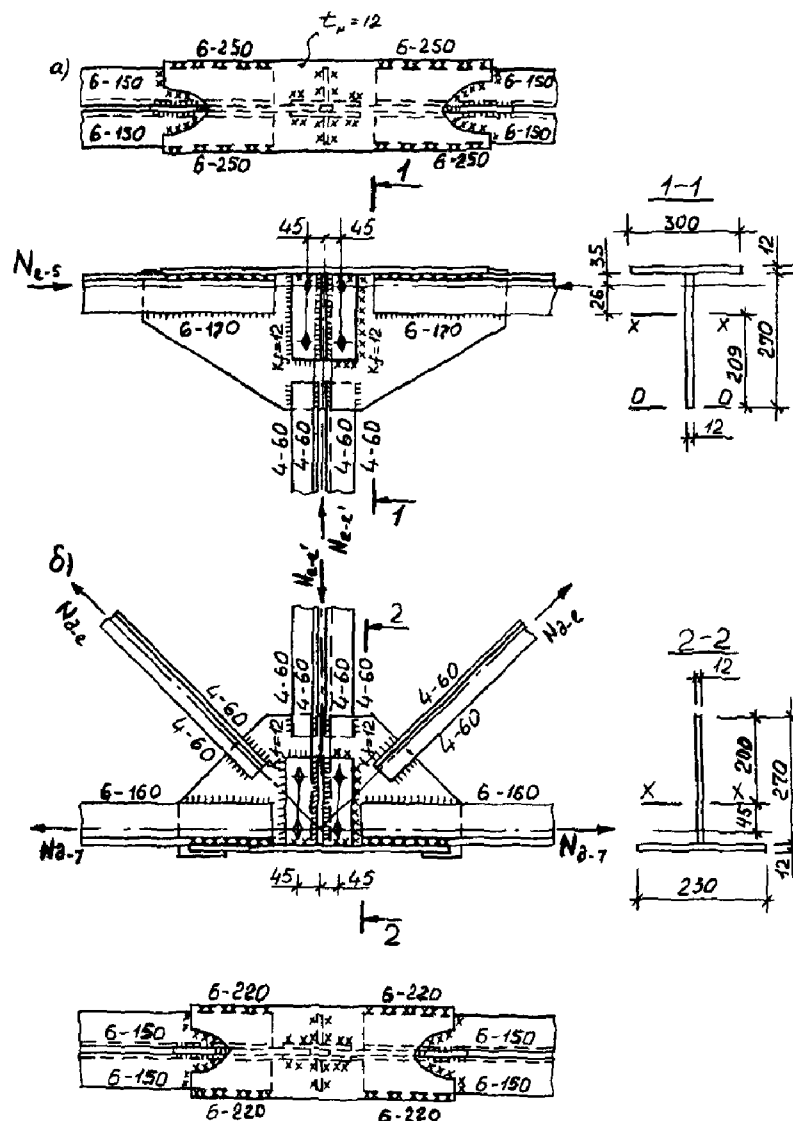


Рис.29 Монтажные узлы фермы из парных уголков
а - верхний монтажный узел, б - нижний монтажный узел (пример 1)

Усилие в стыке

$$N_c = 1,2N_{e-5} = 1,2 \cdot 6737 = 8084,4 \text{ гН};$$

Ширина накладки

$$l_n = 2l_{yt} + t_{\phi} + 2c = 2 \cdot 125 + 12 + 2 \cdot 19 = 300 \text{ мм.}$$

Толщина накладки

$$t_n = \frac{N_n}{R_y b_n} = \frac{5659,1}{240 \cdot 30} = 0,9 \text{ см},$$

где $N_n = \alpha N_c = 0,7 \cdot 8084,4 = 5659,1 \text{ гН}$

Принимаем $t_n = 12 \text{ мм}$ (не менее толщины фасонки).

Монтажный стык двух отпавочных марок ферм осуществляется с помощью ручной электродуговой сварки электродами Э-42.

При расчете сварного соединения по металлу шва

$$\beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} = 0,7 \cdot 1 \cdot 180 = 126 \text{ МПа.}$$

По металлу границы сплавления

$$\beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} = 1 \cdot 1 \cdot 166,5 = 166,5 \text{ МПа,}$$

где

$$R_{\omega z} = 0,45 R_{4n} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа};$$

$$\beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} = 126 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} = 166,5 \text{ МПа.}$$

Таким образом, несущую способность швов принимаем из расчета по металлу шва.

Требуемая длина швов прикрепления накладки к полкам поясных уголков

$$l_{\omega} = \frac{N_n}{\beta_f k_f R_{\omega f}} + 4 \text{ см} = \frac{5659,1}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 180} + 4 \text{ см} = 79 \text{ см.}$$

Принимаем 2 шва по 25 см, 2 шва по 15 см (см.рис. 29,а).

Определяем длину сварных швов прикрепления верхнего пояса к фасонке

$$l_{\omega} = \frac{(1 - \alpha) N_c}{n \beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f}} + a = \frac{(1 - 0,7) 8084,4}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 = 17 \text{ см.}$$

Проверим прочность узла верхнего пояса фермы. Геометрические характеристики сечения 1-1:

$$z_o = \frac{\sum S_o}{\sum A} = \frac{27 \cdot 1,2 \cdot 13,5 + 30 \cdot 1,2 \cdot 27,6}{27 \cdot 1,2 + 30 \cdot 1,2} = 20,9 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{1,2 \cdot 27^3}{12} + 1,2 \cdot 27(20,9 - 13,5)^2 + \frac{30 \cdot 1,2^3}{12} +$$

$$+ 30 \cdot 1,2(27,6 - 20,9)^2 = 5363 \text{ см}^4;$$

$$W_{x,b} = \frac{5363}{28,2 - 20,9} = 735 \text{ см}^3.$$

Эксцентриситет приложения силы

$$e = 270 - 209 - 35 = 26 \text{ мм.}$$

Наибольшее сжимающее напряжение

$$\sigma = \frac{N_{e-5}}{A} + \frac{N_{e-5}e}{W_{x,b}} = \frac{6737}{(27 \cdot 1,2 + 30 \cdot 1,2)} + \frac{6737 \cdot 26}{735} =$$

$$= 122,4 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа.}$$

Требуемый катет угловых швов для присоединения вертикальных накладок к фасонке

$$k_f = \frac{R_y t_\phi}{2\beta_f R_{wf}} = \frac{240 \cdot 1,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 180} = 1,14 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 12 \text{ мм.}$

Уз л 4 (рис. 29,6)

Расчет узла 4 производим аналогично расчету узла 3.

Усилие в листовой накладке

$$N_n = 1,2\alpha N = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 6305,1 = 5296,3 \text{ гН.}$$

Ширина накладки

$$b_n = 2 \cdot 90 + 12 + 2 \cdot 19 = 230 \text{ мм.}$$

Толщина накладки

$$t_n = \frac{N_n}{R_y b_n} = \frac{5296,3}{240 \cdot 23} = 1,0 \text{ см.}$$

Принимаем $t_n = 12 \text{ мм.}$

Требуемая длина швов прикрепления накладки к полкам уголков нижнего пояса

$$l_n = \frac{N_n}{\beta_f K_f R_{wf}} = \frac{5296,3}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 180} + 4,0 \text{ см} = 73 \text{ см.}$$

Принимаем 2 шва по 22 см и 2 шва по 15 см.

Проверяем прочность узла на внецентренное растяжение.
Геометрические характеристики сечения 2-2:

$$z_o = \frac{27 \cdot 1,2 \cdot 13,5 + 23 \cdot 1,2 \cdot 27,6}{27 \cdot 1,2 + 23 \cdot 1,2} = 20 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{1,2 \cdot 27^3}{12} + 1,2 \cdot 27(20 - 13,5)^2 +$$

$$+ \frac{23 \cdot 1,2^3}{12} + 23 \cdot 1,2(27,6 - 20)^2 = 4935 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_{x,n} = \frac{J_x}{h_{\phi} + t_n - z_o} = \frac{4935}{27 + 1,2 - 20} = 602 \text{ см}^3.$$

Эксцентриситет

$$e = 270 - 25 - 200 = 45 \text{ мм}.$$

Нормальная сила в сечении 2-2

$$N_{2-2} = N_{д-7} + N_{q-e} \sin \beta = 6305,1 + 709,8 \cdot 0,707 = 6807 \text{ кН}.$$

Максимальное растягивающее напряжение

$$\sigma = \frac{1,2 N_{2-2}}{A} + \frac{N_{2-2} l}{W_{x,n}} =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 6807}{23 \cdot 1,2 + 27 \cdot 1,2} + \frac{1,2 \cdot 6807 \cdot 4,5}{602} = 197,2 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}.$$

Условие соблюдается.

Длина сварного шва прикрепления нижнего пояса к фасонке

$$l_{\omega} = \frac{(1 - \alpha) N_c}{n \beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f}} + a = \frac{(1 - 0,7) 1,2 \cdot 6305,1}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 = 16,0 \text{ см}.$$

Расчет промежуточных узлов

У з е л 5 (рис.30)

Расчет стыка нижнего пояса

Вычисляем усилие, действующее в стыке

$$N_c = N_{6-7} + N_{6-в} \cos \alpha =$$

$$= 2677,5 + 3195,7 \cdot 0,71 = 4946,5 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения стыковых накладок

$$A_{тр} = \frac{\alpha N_c}{R_y \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 4946,5}{240 \cdot 1} = 14,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем ширину накладки $b=80$ мм. Толщина накладки

$$t = \frac{A_{тр}}{2b} = \frac{14,5}{2 \cdot 8} = 0,9 \text{ см}.$$

Принимаем $t=12$ мм (не менее толщины фасонки).

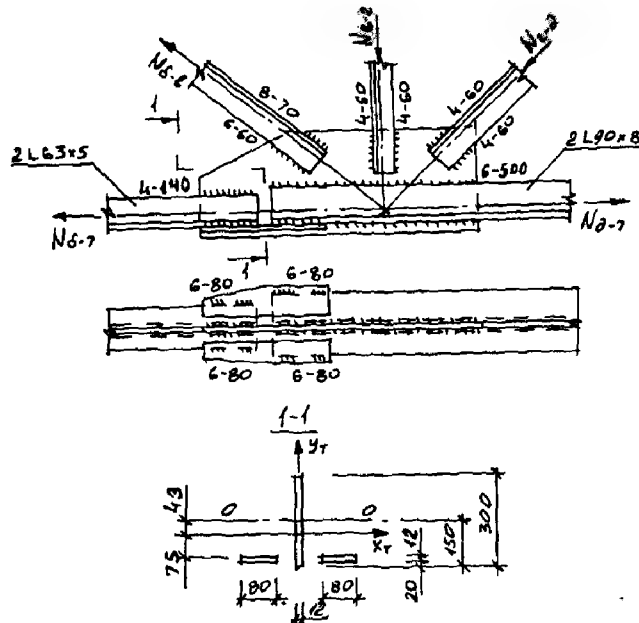


Рис. 30. Узел стыка нижнего пояса фермы

Геометрические характеристики ослабленного сечения (в месте стыка уголков) относительно оси x_T - x_T

$$z_o = \frac{S_o}{A} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 8(15 - 2,6)}{1,2 \cdot 30 + 2 \cdot 1,2 \cdot 8} = 4,3 \text{ см.}$$

Момент инерции

$$J_{x,T} = \frac{1,2 \cdot 30^3}{12} + 2 \frac{8 \cdot 1,2^3}{12} + 2 \cdot 8 \cdot 1,2(15 - 4,3 - 2,0 - 0,6)^2 = 3962 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_{x,T} = \frac{3962}{7,5 + 1,2 + 2,0} = 370 \text{ см}^3.$$

Эксцентриситет

$$e = 15 - 2,0 - 1,2 - 1,74 - 4,3 = 5,8 \text{ см.}$$

Проверяем прочность ослабленного сечения

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1,2 N_{6-7}}{A} + \frac{1,2 N_{6-7} e}{W_{x,n}} = \frac{1,2 \cdot 2677,5}{30 \cdot 1,2 + 8 \cdot 1,2 \cdot 2} + \frac{1,2 \cdot 2677,5 \cdot 5,8}{370} = \\ &= 108,6 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условие прочности выполняется.

Швы, прикрепляющие листовые накладки к поясам, рассчитываются на усилие

$$N_n = \sigma A_n = 108,6 \cdot 8 \cdot 1,2 = 1043,2 \text{ гН.}$$

Длина каждого шва, который выполняется полуавтоматической сваркой:

$$l_{\omega} = \frac{N_n}{2\beta_f k_f R_{\omega f}} + a = \frac{1043,2}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180} + 2 = 8 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{\omega} = 80 \text{ мм.}$

Определяем длину швов прикрепления уголков нижнего пояса к фасонке.

Стержень б-7

Расчетное усилие определяется как максимальное из 2-х усилий:

$$N_1 = k_1 N_{б-7} - 2N_n = 1,2 \cdot 2677,5 - 2 \cdot 1043,2 = 1126,6 \text{ гН;}$$

$$N_2 = \frac{k_1 N_{б-7}}{2} = \frac{1,2 \cdot 2677,5}{2} = 1606,5 \text{ гН.}$$

Длина швов

$$l_{\omega} = \frac{N_2}{n\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ см} = \frac{1606,5}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 180} + 1 = 13,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{\omega} = 140 \text{ мм.}$

Стержень д-7

$$N_1 = K_1 N_{д-7} - 2N_n = 1,2 \cdot 6305,1 - 2 \cdot 1043,3 = 5479,7 \text{ гН,}$$

$$N_2 = \frac{K_1 N_{д-7}}{2} = \frac{1,2 \cdot 6305,1}{2} = 3783,1 \text{ кН,}$$

Длина швов

$$l_{\omega} = \frac{N_1}{n\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ см} = \frac{5479,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180} + 1 = 29,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{\omega} = 500 \text{ мм, т.е. на всю длину уголка, катет сварного шва – 6 мм.}$

Узел 6 (рис.31)

Определим высоту швов, прикрепляющих фасонку к верхнему поясу:

$$k_f = \frac{\sqrt{N_{б-3}^2 + P^2}}{\beta_f \sum l_{\omega} R_{\omega f}} = \frac{\sqrt{5009,5^2 + 863,7^2}}{0,9 \cdot 60 \cdot 4 \cdot 180} = 0,2 \text{ см,}$$

где $P = 624,3 + 239,4 = 863,7 \text{ гН.}$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

У з е л 7 (см.рис.31)

Принимаем катет сварного шва для прикрепления верхнего пояса к фасонке аналогично узлу 6 $k_f = 6$ мм.

У з е л 8 (см.рис.31)

Определяем высоту швов, прикрепляющих фасонку к верхнему поясу:

$$k_f = \frac{P}{\beta_f \sum l_{\omega} R_{\omega f}} = \frac{863,7}{0,9 \cdot 10 \cdot 4 \cdot 180} = 0,2 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

6. Проверка жесткости конструкции

Определяем прогиб фермы по формуле Мора

$$f = \sum \frac{\bar{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i = \frac{1}{206 \cdot 10} \left[2 \left(2 \frac{0,9 \cdot 5009,5}{44} \cdot 3 + \frac{1,9 \cdot 6737}{44} \cdot 3 + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{0,5 \cdot 2677,5}{12,26} \cdot 5,8 + \frac{1,5 \cdot 6305,1}{27,8} \cdot 6 + \frac{0,7 \cdot 4059,4}{32} \cdot 4,1 + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{0,8 \cdot 3195,7}{16,3} \cdot 4,31 + \frac{0,8 \cdot 1900,2}{27,8} \cdot 4,31 + \frac{0,8 \cdot 709,8}{12,26} \cdot 4,31 \right) \right] = 5,5 \text{ см,}$$

где $\bar{N}_i$ – усилия в i -м стержне от единичной силы $\bar{P} = 1$;

N_{pi} – усилие в i -м стержне от нагрузки;

l_i – длина i -го стержня;

A_i – площадь сечения i -го стержня.

Усредненное значение коэффициента

$$\gamma_f = \frac{q_n + p_s}{q_n^n + p_s^n} = \frac{50,5}{41,6} = 1,2.$$

Проверяем условие жесткости исходя из эстетико-психологического требования. Прогиб вычисляется от нормативной постоянной и длительной нагрузок $(q_n^n + 0,3 p_s^n)$

$$f_n = \frac{f}{\gamma_f} \frac{q_n^n + 0,3 p_s^n}{q_n^n + p_s^n} = \frac{5,5}{1,2} \frac{31,6 + 0,3 \cdot 10}{41,6} = \\ = 3,7 \text{ см} < f_n = \frac{l}{250} = \frac{2360}{250} = 9,4 \text{ см,}$$

где f_n – прогиб от нормативной нагрузки;

f_n – вертикальный предельный прогиб, принимаемый по [25, табл.19].

Условие жесткости выполняется.

Определяем согласно [28, п.13.7] строительный подъем фермы

$$f_0 = \frac{f}{\gamma_f} + \frac{l}{200} = \frac{5,5}{1,2} + \frac{2360}{200} = 16,4 \text{ см.}$$

Предельное значение строительного подъема при уклоне верхнего пояса $i=1,5 \%$

$$[f_0] = \frac{e}{2} \cdot 0,015 = \frac{2360}{2} \cdot 0,015 = 17,7 \text{ см} > f_0 = 16,4 \text{ см.}$$

Условие соблюдается.

Пример 2

Расчет и конструирование стропильной фермы из одиночных уголков

1. Исходные данные

Пролет фермы – 18 м.

Шаг ферм – 4,0 м.

Очертание решетки – фермы с параллельными поясами высотой по обушкам уголков 1550 мм. Опирается на кирпичные стены шарнирное. Здание отапливаемое.

Кровля рубероидная, четырехслойная с защитным слоем из гравия, втопленного в битумную мастику. Покрытие утепленное; утеплитель – плиты из пенопласта на основе резольных фенолоформальдегидных смол по ГОСТ 20916-87. Покрытие выполнено в виде стального профилированного листа, укладываемого непосредственно на фермы.

Место строительства – г. Белгород.

Класс ответственности здания – II.

Материалы конструкции:

– прокатные уголки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, узловые фасонки – сталь С255.

Сварка полуавтоматическая под флюсом (см. пример 1). Конструкция работает на статические нагрузки.

2. Статический расчет фермы

Определяем в табличной форме расчетные нагрузки, действующие на стропильную ферму (табл. 12).

Таблица 12

Нагрузки от покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, гН/м ²
Постоянные нагрузки:			
Слой гравия, втопленный в битумную мастику, $t=20$ мм, $\gamma=200$ гН/м ³	4,0	1,3	5,2
Четыре слоя рубероида на битумной мастике $0,4 \cdot 4 = 1,6$ гН/м ²	1,6	1,3	2,1
Утеплитель - плиты из пенопласта, $\gamma=10$ гН/м ³	0,8	1,2	1,0
Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,4	1,3	0,5
Стальной профилированный настил	1,5	1,05	1,6
Собственная масса фермы со связями (ориентировочно)	1,5	1,05	0,8
Итого	9,8	-	12,0
Временные нагрузки			
Снеговая нагрузка для II снегового района	7,0	1,4	9,8
Полная нагрузка	16,8	-	21,8

Расчетная погонная нагрузка с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$:

– постоянная

$$q_n = q_p B \gamma_n = 12 \cdot 4 \cdot 0,95 = 45,6 \text{ гН/м};$$

– снеговая

$$P_s = S_0 c B \gamma_n = 9,8 \cdot 4 \cdot 0,95 = 37,3 \text{ гН/м}.$$

Расчетная узловая сила на ферму:

– от постоянной нагрузки

$$P_n = q_n d = 45,6 \cdot 3 = 136,8 \text{ гН};$$

- от снеговой нагрузки

$$P_s = p_s d = 37,3 \cdot 3 = 111,9 \text{ гН}.$$

Расчетные продольные усилия в стержнях фермы определяем по диаграмме Максвелла-Кремоны (рис.32) в табличной форме (табл.13).

Расчетные изгибающие моменты в верхнем (сжатом) поясе:

- в первом (крайнем) пролете

$$M_{\text{пр}1} = \frac{(q_n + p_s)d^2}{10} = \frac{(45,6 + 37,3)2,9^2}{10} = 58,1 \text{ гН} \cdot \text{м};$$

- в среднем пролете

$$M_{\text{пр}2} = \frac{(q_n + p_s)d^2}{12} = \frac{82,9 \cdot 3^2}{12} = 62,2 \text{ гН} \cdot \text{м};$$

- над промежуточной опорой

$$M_{\text{оп}} = \frac{(q_n + p_s)d^2}{18} = \frac{82,9 \cdot 3^2}{18} = 41,5 \text{ гН} \cdot \text{м};$$

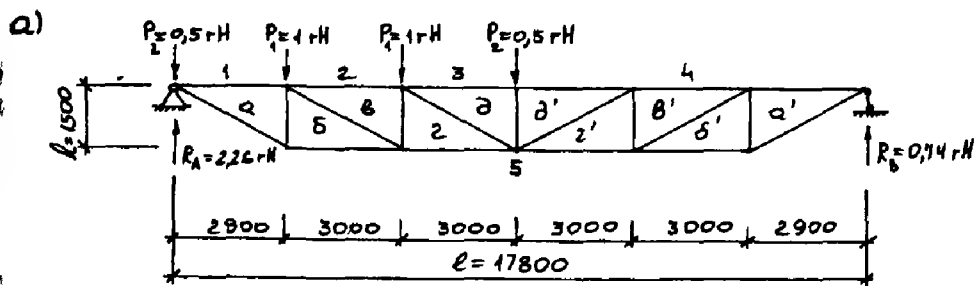
3. Подбор сечений стержней фермы

Определяем расчетные длины стержней фермы согласно [12, табл.56]:

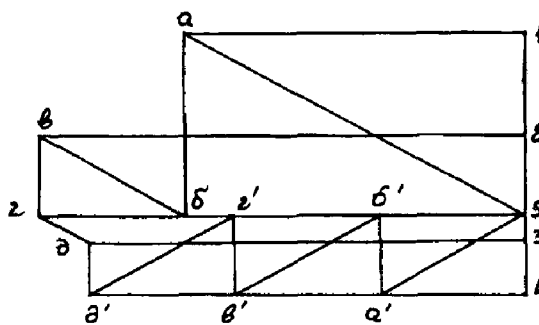
- для сжато-изогнутого верхнего пояса $l_{ef}=0,8l$;
- для растянутого пояса и опорного раскоса $l_{ef}=0,9l$;
- для раскосов и основных стоек $l_{ef}=0,8l$;

Находим коэффициенты условий работы согласно [12, п.14,5] и [28, табл. 6*]:

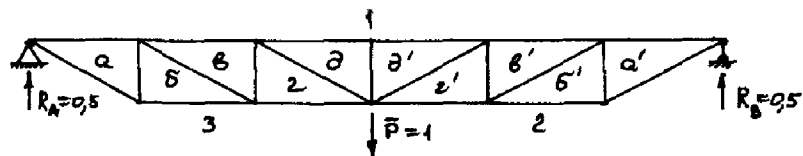
- для верхнего и нижнего поясов $\gamma_c = 0,95$,
- для растянутых раскосов по $\gamma_c = 0,95$,
- для сжатых стоек $\gamma_c = 0,75$.



Масштаб:
1 см = 0,5rH



б)



Масштаб:
1 см = 0,5

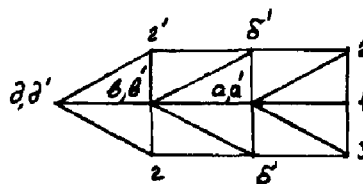


Рис. 32. Диаграмма усилий от единичной нагрузки (пример 2):
а - для проектирования фермы;
б - для расчета прогиба.

Таблица 13

Расчетные продольные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от единичной нагрузки $P=1$ гН			Усилия от постоянной узловой нагрузки $P_n=136,8$ гН	Усилия от снеговой узловой нагрузки $P_s=111,9$ гН			Расчетное усилие, гН	
		слева	справа	с двух сторон		слева	справа	с двух сторон	сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-1	-3,4	-1,4	-4,8	-656,7	-380,5	-156,7	-537,2	-1193,9	-
	в-2	-4,7	-2,9	-7,6	-1039,7	-525,9	-324,5	-850,4	-1890,1	-
	д-3	-4,3	-4,3	-8,6	-1176,5	-481,2	-481,2	-962,4	-2138,9	-
Нижний пояс	б-5	3,4	1,4	4,8	656,7	380,5	156,7	537,2	-	1193,9
	г-5	4,7	2,9	7,6	1039,7	525,9	324,5	850,4	-	1890,1
Раскосы	а-5	3,8	1,6	5,4	738,7	680,6	179,1	856,7	-	1598,4
	б-в	1,7	1,6	3,3	451,5	190,2	179,1	369,3	-	820,8
	г-д	0,6	1,6	2,2	301	67,2	179,1	246,3	-	547,3
Стойки	а-б	-1,8	-0,7	-2,5	-342	-201,4	-78,3	-279,7	-621,7	-
	в-г	-0,8	-0,7	-1,5	-205,2	-889,5	-78,3	-167,8	-373,0	-
	д-д'	-0,5	-0,5	-1,0	-136,8	-55,95	-55,95	-111,9	-248,7	-

Подбор сечения верхнего пояса (рис. 33).

В нашем случае верхний пояс непрерывно раскреплен из плоскости изгиба профилированным настилом, который крепится непосредственно к ферме с помощью самонарезающих болтов. Прочность верхнего пояса проверяем по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{cW_{\min}} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{eA}{cW_{\min}} \right) \leq R_y \gamma_c,$$

где $c=1,2$ – коэффициент, учитывающий наличие пластических деформаций;

e – эксцентриситет.

Расчет ведем для стержня д-3

$M=62,2$ гН·м;

$N=2138,9$ гН.

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6220}{2138,9} = 2,9 \text{ см.}$$

Для стали С245 по [28, табл.51*] находим расчетное сопротивление

$$R_y = 240 \text{ МПа.}$$

Для одиночного уголка соотношение

$$\frac{W_{x\min}}{A} \approx 0,13b.$$

Требуемая площадь сечения пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N \gamma_c}{R_y} \left(1 + \frac{e}{0,13cb} \right) = \frac{2138,9 \cdot 0,95}{240} \left(1 + \frac{2,9}{0,13 \cdot 1,2b} \right) = 8,5 \left(1 + \frac{18,6}{b} \right).$$

Задаваясь шириной полки уголка $b=14$ см, получаем

$$A_{\text{тр}} = 8,5 \left(1 + \frac{18,6}{14,0} \right) = 19,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем L140×9, геометрические характеристики сечения которого

$J_x=466 \text{ см}^4$; $A=24,7 \text{ см}^2$; $z_0=3,78 \text{ см}$; $i_x=4,34 \text{ см}$.

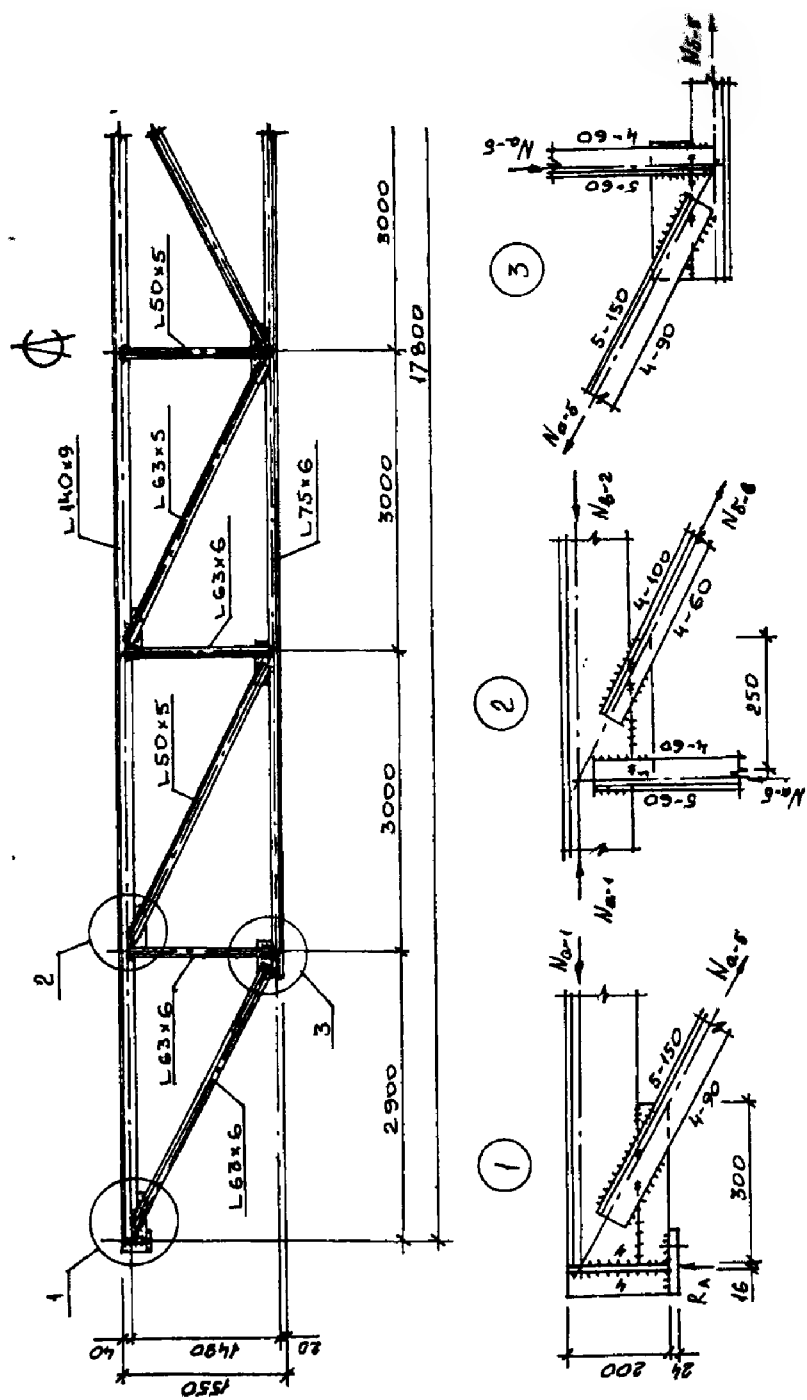


Рис. 33. Конструктивное решение фермы из одиночных уголков

$$W_{x,\max} = \frac{J_x}{z_0} = \frac{466}{3,78} = 123,3 \text{ см}^3;$$

$$W_{x,\min} = \frac{J_x}{b - z_0} = \frac{466}{14 - 3,78} = 45,6 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности верхнего пояса

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \left(1 + \frac{eA}{c W_{x,\min}} \right) = \frac{2138,9}{24,7} \left(1 + \frac{2,9 \cdot 24,7}{1,2 \cdot 45,6} \right) = \\ &= 200,0 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228,0 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Условие прочности выполняется

В соответствии с [12, п.14,8] проверяем устойчивость верхнего пояса по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c.$$

Расчетная длина пояса

$$l_{ef} = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 3 = 2,4 \text{ м.}$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{240}{4,34} \sqrt{\frac{240}{206 \cdot 10^3}} = 1,89.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{eA}{W_{x,\max}} = \frac{2,9 \cdot 24,7}{123,3} = 0,58.$$

Коэффициент формы сечения при $\frac{A_f}{A_0} = 1$

$$\eta = 1,8 + 0,12m = 1,8 + 0,12 \cdot 0,58 = 1,87.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta m = 1,87 \cdot 0,53 = 1,0.$$

По [28, табл.74] находим $\varphi_e = 0,54$.

Проверка устойчивости верхнего пояса.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{2138,9}{0,54 \cdot 24,7} = 160,4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 228 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем гибкость верхнего пояса

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{240}{4,33} = 56 < [\lambda]_x = 138,$$

где $[\lambda]_x = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,70 = 138$

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2138,9}{0,82 \cdot 24,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,70;$$

здесь $\varphi_x = \varphi_e = 0,54$.

Гибкость стержня достаточна.

Подбор сечения нижнего пояса.

Нижний пояс проектируем без изменения сечения по всей длине.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{г-5}}{R_y \gamma_c} = \frac{1890,1}{240 \cdot 0,95} = 8,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\angle 75 \times 6$, геометрические характеристики которого $A = 8,78 \text{ см}^2$, $i_{min} = i_{y0} = 1,48 \text{ см}$, $i_x = 2,3 \text{ см}$.

Нижний пояс из плоскости раскрепляем связями, поставленными через 6 м.

Расчетная длина нижнего пояса

$$l_{ef} = 0,9l = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{540}{1,48} = 365 < [\lambda] = 400.$$

Условие удовлетворяется.

Расчет решетки.

Подбор сечения опорного растянутого раскоса.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{a-5}}{R_y \gamma_c} = \frac{1598,4}{240 \cdot 0,95} = 7,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\angle 63 \times 6$ со следующими характеристиками: $A = 7,28 \text{ см}^2$, $i_{min} = i_{y0} = 1,24 \text{ см}$.

Расчетная длина

$$l_{ef} = 0,9l = 0,9 \cdot 330 = 297 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{297}{1,24} = 240 < [\lambda] = 400.$$

Условие гибкости выполняется.

Подбор сечения промежуточных раскосов.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{6-в}}{R_y \gamma_c} = \frac{820,8}{240 \cdot 0,95} = 3,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из $\angle 50 \times 5$, для которого $A = 4,8 \text{ см}^2$,
 $i_{min} = 0,98 \text{ см}$.

Расчетная длина

$$l_{ef} = 0,8l = 0,8 \cdot 335 = 269 \text{ см}.$$

Гибкость раскоса

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{269}{0,98} = 275 < [\lambda] = 400.$$

Условие гибкости удовлетворяется.

Подбор сечения стоек.

Предварительно принимаем $\lambda = 120$ по [28, табл.72] $\varphi = 0,42$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{a-6}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{621,7}{0,42 \cdot 240 \cdot 0,75} = 8,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\angle 63 \times 6$, $A = 7,28 \text{ см}^2$, $i_{min} = 1,24 \text{ см}$.

Расчетная длина

$$l_{ef} = 0,8l = 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ см}.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{120}{1,24} = 97 < [\lambda] = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,85 = 159,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N_{a-6}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{621,7}{0,56 \cdot 7,28 \cdot 240 \cdot 0,75} \approx 0,85.$$

Проверяем устойчивость стойки

$$\sigma = \frac{N_{a-6}}{\varphi A} = \frac{621,7}{0,56 \cdot 7,28} = 152,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,75 = 180 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена. В целях сокращения количества профилей оставляем сечение стойки без изменения.

4. Расчет сварных швов прикрепления стержней решетки к поясам и фасонкам фермы

Подробно порядок расчета сварных швов описан в примере 1. Следует отметить, что усилия в стержнях воспринимаются только одним уголком ($n=1$). Результаты расчета сводим в табл. 14

Таблица 14

Таблица расчета швов

Номер стержня	Сечение	Усилия [N], гН	Шов по обушке			Шов по перу		
			$N_{об}$, гН	K_f , мм	l_w , см	$N_{об}$, гН	K_f , мм	l_w , см
а-5	└63×6	1598,4	1118,9	5	15	479,5	4	9
б-в	└50×5	820,8	574,6	4	10	246,2	4	6
в-г	└50×5	547,3	383,1	4	7	164,2	4	6
а-6	└63×6	621,7	435,2	5	7	186,5	4	6
в-г	└63×6	373	261,1	5	6	111,9	4	6
д-д'	└50×5	248,7	174,1	4	6	74,6	4	6

5. Расчет и конструирование узлов фермы

Опорный узел 1 (рис.33)

Опорная реакция

$$R = \frac{(q_n + p_s)l}{2} = \frac{(45,6 + 37,3)18}{2} = 746,1 \text{ гН.}$$

Требуемая длина сварного шва, соединяющего опорное ребро с фермой:

$$l_w = \frac{R}{nK_f\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 2 \text{ см} =$$

$$= \frac{746,1}{2 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 2 = 8 \text{ см} < b_n - t_{вп} = 14 - 0,9 = 13,1 \text{ см,}$$

где K_f – катет сварного шва, принимаемый по [28, табл.38*] в зависимости от толщины уголка;

При этом должно выполняться условие

$$l_w = 13,1 \text{ см} < 85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см.}$$

Высоту опорного ребра принимаем конструктивно 200 мм. Назначаем толщину фасонки $t_f = t_{вп} - 1 \text{ мм} = 9 - 1 = 8 \text{ мм}$. Длину фасонки в

месте соединения с верхним поясом определяем из прорисовки в масштабе опорного узла.

Проверяем прочность сварного стыкового шва прикрепления фасонки к верхнему поясу.

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{N_{a-1}}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{1193,9}{0,8 \cdot 28,4} = 52,6 \text{ МПа},$$

где

$$l_{\omega} = l - 2t_{\omega} = 30 - 2 \cdot 0,8 = 28,4 \text{ см};$$

$$t_{\omega} = t_{\phi} = 8 \text{ мм.}$$

Нормальное краевое напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{6N_{a-1}e}{t_{\omega} l_{\omega}^2} = \frac{6 \cdot 1193,9 \cdot 10,22}{0,8 \cdot 28,4^2} = 113,2 \text{ МПа},$$

где $e = h_{\text{вп}} - z_0 = 14 - 3,78 = 10,22 \text{ см}$.

Условное приведенное напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{пр}} &= \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{113,2^2 + 3 \cdot 52,6^2} = \\ &= 145,3 \text{ МПа} < 1,15R_{wy}\gamma_c = 1,15 \cdot 204 \cdot 1 = 234,6 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа}$ согласно [28, табл.3].

Прочность шва обеспечена.

Следует отметить, что согласно [28, п.11.1*] расчет сварных стыковых швов не требуется, если они выполняются с полным проваром элементов, при физическом контроле качества швов и при использовании сварочных материалов по [28, прил.2]. Болты для крепления фермы к кирпичной стене конструктивно принимаем М24.

Промежуточные узлы

У з е л 2 (рис. 33)

Проверяем прочность сварного стыкового шва.

Касательное напряжение

$$\tau = \frac{S}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{734,1}{0,8 \cdot 23,4} = 39,2 \text{ МПа},$$

где $S = N_{6-в} \cos \alpha = 820,8 \cos 27^{\circ} = 734,1 \text{ кН}$;

(здесь α – угол наклона раскоса к поясу);

$$l_{\omega} = l - t_{\omega} = 25 - 2 \cdot 0,8 = 23,4 \text{ см.}$$

Нормальное краевое напряжение

$$\sigma = \frac{F}{t_{\omega} l_{\omega}} + \frac{6 S e}{t_{\omega} l_{\omega}^2} = \frac{248,7}{0,8 \cdot 23,4} + \frac{6 \cdot 734,1 \cdot 10,22}{0,8 \cdot 23,4^2} = 116,0 \text{ МПа,}$$

где $F = P_n + P_s = 136,8 + 111,9 = 248,7 \text{ гН.}$

Условное приведенное напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{пр}} &= \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{116^2 + 3 \cdot 39,2^2} = \\ &= 134,4 \text{ МПа} < 1,15 R_{wy} \gamma_c = 1,15 \cdot 204 \cdot 1 = 234,6 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условие соблюдается.

Остальные промежуточные узлы рассчитываются по такому же принципу.

6. Проверка жесткости конструкции

Определяем прогиб фермы по формуле Мора

$$\begin{aligned} f = \sum \frac{\bar{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i &= \frac{1}{206 \cdot 10} \left[2 \left(2 \frac{0,9 \cdot 1193,9 \cdot 2,9}{24,7} + \frac{1,9 \cdot 1890,1}{24,7} \cdot 3 + \right. \right. \\ &+ \frac{2,9 \cdot 2138,9}{24,7} \cdot 3 + \frac{0,9 \cdot 1193,9}{8,78} \cdot 3 + \frac{1,9 \cdot 1890,1}{8,78} \cdot 3 + \\ &\left. \left. + \frac{1 \cdot 1598,4}{7,28} \cdot 3,26 + \frac{1 \cdot 621,7}{7,28} \cdot 1,5 + \frac{1 \cdot 373 \cdot 1,5}{7,28} \right) \right] = 4,7 \text{ см.} \end{aligned}$$

Проверяем условие жесткости при усредненном значении $\gamma_f = 1,25$, исходя из эстетико-психологического требования. Прогиб вычисляем от действия нормативных постоянной и длительной нагрузок ($q_n^H + 0,3 p_s^H$)

$$\begin{aligned} f_n &= \frac{f}{\gamma_f} \frac{q_n^H + 0,3 p_s^H}{q_n^H + p_s^H} = \frac{4,7}{1,25} \frac{9,8 + 0,3 \cdot 7,0}{9,8 + 7,0} = \\ &= 2,7 \text{ см} < f_n = \frac{l}{275} = \frac{1780}{275} = 6,5 \text{ см,} \end{aligned}$$

где f_n – прогиб от нормативных нагрузок;

f_n – вертикальный предельный прогиб, принимаемый по [25, табл.19]; примерное значение f_n принято как для здания с высотой от пола до низа фермы менее 6 м.

Условие выполняется.

Пример 3

Расчет и конструирование стропильной фермы с верхним поясом из широкополочного двутавра

1. Исходные данные

Пролет фермы – 18 м.

Шаг ферм – 6 м.

Очертание решетки – ферма треугольная. Опираение на кирпичные стены – шарнирное. Здание неотапливаемое.

Кровля из асбестоцементных волнистых листов по ГОСТ 30340-95.

Место строительства – г. Тамбов.

Класс ответственности здания – II.

Материалы конструкции: верхний пояс из широкополочных двутавров по ГОСТ 26020-83 – сталь С245, нижний пояс и решетка из парных уголков – сталь С245, фасонки – сталь С255, фланцы верхнего пояса – сталь С245, фланцы нижнего пояса – сталь С345, ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая под флюсом, сварочная проволока марки СВ-08А (ГОСТ 2246-70*) диаметром $d=2$ мм.

Ферма не подвержена непосредственно динамическим нагрузкам.

2. Статический расчет фермы

Сбор нагрузок от ограждающей конструкции покрытия (табл.15).

Таблица 15

Вес конструкции кровли $q'_{кр}$

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_l	Расчетная нагрузка, гН/м ²
1.	Асбестоцементные волнистые плиты	2,0	1,1	2,2
2.	Стальные прогоны (ориентировочно)	1,0	1,05	1,1
	Итого	3,0	-	3,3

Вес кровли на 1 м² горизонтальной проекции

$$q_{кр} = \frac{q'_{кр}}{\cos \alpha} = \frac{3,3}{\cos 14^\circ} = 3,4 \text{ гН/м}^2,$$

где $\alpha = \arctg \frac{1}{4} = 14^\circ$.

Снеговая нагрузка для г. Тамбова (III снеговой район)

$$S = S_0 \mu \gamma_f = 10 \cdot 1 \cdot 1,6 = 16 \text{ гН/м}^2,$$

где $\mu=1$ – коэффициент, зависящий от уклона кровли [24, прил.3];

$$\gamma_f = 1,6 \text{ при } \frac{q_k}{S_0} = \frac{3}{10} = 0,3 < 0,8.$$

Нормативная нагрузка от веса фермы со связями ориентировочно

$$q_{\Phi}^n = 2,0 \text{ гН/м}^2.$$

Расчетная погонная постоянная нагрузка на ригель

$$q_n = (q_{кр} + q_{\Phi}^n \gamma_f) B \gamma_n = (3,4 + 2,0 \cdot 1,05) 6 \cdot 0,95 = 31,4 \text{ гН/м}.$$

Расчетная узловая сила на ферму:

– от постоянной нагрузки

$$P_n = q_n d = 31,4 \cdot 4,5 = 141,3 \text{ гН};$$

– от снеговой нагрузки

$$P_s = q_s d = 91,2 \cdot 4,5 = 410,4 \text{ гН};$$

Продольные усилия в стержнях фермы определяем методом построения диаграммы Максвелла-Кремоны (рис. 34). Результаты расчета заносим в табл. 16.

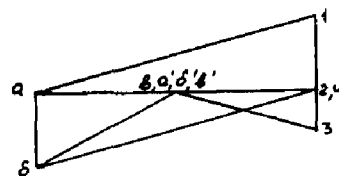
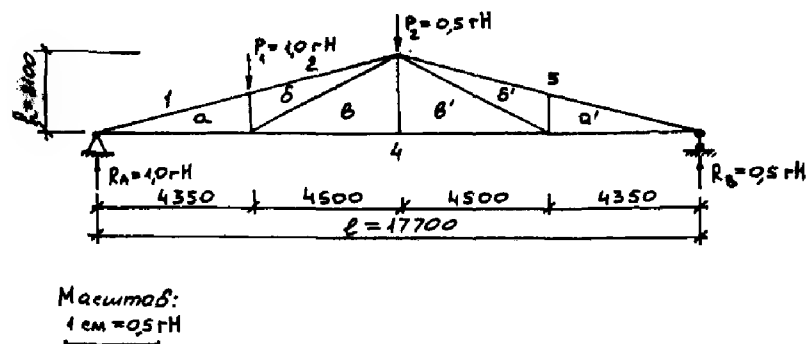


Рис. 34. Диаграмма усилий от единичной нагрузки (пример 3)

Таблица 16

Расчетные продольные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от единичной нагрузки $P=1$ гН			Усилия от постоянной узловой нагрузки $P_n=141,3$ гН	Усилия от снеговой нагрузки при $P_s=410,4$ гН		Расчетные усилия, гН	
		слева	справа	с двух сторон		слева	справа	сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-1	-4,0	-2,0	-6,0	-847,8	-1641,6	-820,8	-3310,2	-
	б-2	-4,0	-2,0	-6,0	-847,8	-1641,6	-820,8	-3310,2	-
Нижний пояс	а-4	3,8	1,9	5,7	805,4	1559,5	779,8	-	3344,7
	в-4	1,9	1,9	3,8	537	779,8	779,8	-	2096,6
Раскос	б-в	2,2	0	2,2	310,9	902,9	0	-	1213,8
Стойка	а-б	-1,0	0	-1,0	-141,3	-410,4	0	-551,7	-
	в-в'	0	0	0	0	0	0	0	0

Определяем изгибающие моменты в верхнем поясе:

– пролетный момент в крайней панели

$$M_{\text{пр},1} = \frac{(q_n + p_s)l_1^2}{10} = \frac{(31,4 + 91,2)4,35^2}{10} = 232 \text{ гН}\cdot\text{м};$$

– пролетный момент в средней панели

$$M_{\text{пр},2} = \frac{(q_n + p_s)l_2^2}{12} = \frac{122,6 \cdot 4,5^2}{12} = 206,9 \text{ гН}\cdot\text{м};$$

– момент над промежуточным узлом

$$M_{\text{пр}} = \frac{(q_n + p_s)l_2^2}{18} = \frac{122,6 \cdot 4,35^2}{18} = 137,9 \text{ гН}\cdot\text{м}.$$

3. Подбор сечений стержней фермы

Находим коэффициенты условий работы элементов фермы:

– для сжатого пояса при расчете на устойчивость [12, п.16,5]

$$\gamma_c = 0,85;$$

– для растянутого пояса и раскоса

$$\gamma_c = 0,95;$$

– для сжатых стоек

$$\gamma_c = 0,8;$$

Расчетные длины элементов фермы принимаем с учетом рекомендации [15] и табл.17.

Таблица 17

Коэффициенты расчетных длин сжатых элементов фермы (μ) с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из ГСП

Напряжение продольного изгиба и условия расчета	Коэффициенты μ при расчете		
	поясов	опорных раскосов	остальных элементов решетки
Расчет фермы в плоскости изгиба			
с учетом M и N	1	$1,2(0,6+\rho) \leq 1$	$(0,6+\rho) \leq 0,8$
с учетом только N	1	1	0,8
Расчет фермы из плоскости изгиба	1	1	1

Коэффициент ρ , используемый в табл.17, вычисляется по формуле

$$\rho = \frac{J}{6l} \left(\frac{1}{\sum \frac{J_f}{l_f}} + \frac{1}{\sum \frac{J_d}{l_d}} \right),$$

где J, l – момент инерции и длина рассчитываемого стержня;

$J_f, l_f, (J_d, l_d)$ – то же для стержней пояса и растянутых раскосов в узле, к которому стыкуется рассчитываемый стержень.

Подбор сечения верхнего пояса.

Выполняем расчет стержня а-2, для которого $M=232$ гН·м, $N=3310,2$ гН.

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{23200}{3310,2} = 7,0 \text{ см.}$$

Площадь сечения определяем из условия прочности

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{eA}{cW_x} \right) \leq R_y \gamma_c.$$

Для двутавров типа Ш $\frac{W_x}{A} \approx 0,35h$.

Требуемая площадь сечения (при $c=1,1$)

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1 + \frac{e}{0,35ch} \right) = \frac{3310,2}{240 \cdot 0,85} \left(1 + \frac{7}{0,35 \cdot 1,1h} \right) = 16,2 \left(1 + \frac{18,2}{h} \right).$$

Принимаем в первом приближении $h=19,3$ см (I20Ш1)

$$A_{\text{тр}} = 16,2 \left(1 + \frac{18,2}{19,3} \right) = 31,5 \text{ см}^2.$$

Геометрические характеристики сечения двутавра I20Ш1 согласно сортаменту

$A=38,95 \text{ см}^2$; $W_x=275 \text{ см}^3$; $i_x=8,26 \text{ см}$; $i_y=3,61 \text{ см}$; $W_y=67,6 \text{ см}^3$.

Проверка прочности сечения.

При соотношении

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{bt}{(h-2t)S} = \frac{15 \cdot 0,9}{(19,3 - 2 \cdot 0,9)0,6} = 1,3$$

согласно [28, табл.66] коэффициент $c=1,06$.

Нормальное напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{eA}{cW_x} \right) = \frac{3310,2}{38,95} \left(1 + \frac{7 \cdot 38,95}{1,06 \cdot 275} \right) = 164,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,85 = 204 \text{ МПа}.$$

Условие прочности соблюдается.

Выполняем расчет устойчивости верхнего пояса.

Расчетная длина пояса.

$$l_{ef,x} = \mu l = 1 \cdot \frac{435}{\cos 14^\circ} = 448 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu l_1 = 1 \cdot 150 = 150 \text{ см}$$

(при шаге прогонов 150,0 см).

Приведенная гибкость

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{448}{8,26} \sqrt{\frac{240}{206 \cdot 10^3}} = 1,9.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{eA}{W_x} = \frac{7 \cdot 38,95}{275} = 1,0.$$

Коэффициент формы сечения согласно [28, табл.73]

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 1) - 0,02(6 - 1) \cdot 1,9 = 1,6.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta m = 1,6 \cdot 1 = 1,6.$$

Определяем коэффициент φ_e по [28, табл.74] $\varphi_e = 0,45$.

Проверка устойчивости

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{3310,2}{0,45 \cdot 38,95} = 188,9 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,85 = 204 \text{ МПа}.$$

Условие удовлетворяется.

Проверяем условия согласно [28, п.13,8]

$$\frac{h}{l_0} = \frac{19,3}{448} = \frac{1}{23,2} < \frac{1}{10}.$$

Расчет фермы допускается выполнять по шарнирной схеме.

Допускаемая относительная расцентровка

$$e \leq 0,1h = 0,1 \cdot 19,3 = 1,93 \text{ см.}$$

Проверяем гибкость стержней верхнего пояса

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{448}{8,26} = 54 < [\lambda]_x = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,92 = 124,8,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{3310,2}{0,45 \cdot 38,95 \cdot 240 \cdot 0,85} = 0,92;$$

здесь $\varphi_x = \varphi_e = 0,45$.

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{150}{3,61} = 54 < [\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,92 = 124,8.$$

Гибкость верхнего пояса достаточна.

Расчет нижнего пояса.

Толщину фасонки принимаем 10 мм (по максимальному усилию в поясе).

Требуемое сечение пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{3344,7}{240 \cdot 0,95} = 14,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2L70×6. Геометрические характеристики сечения

$A=16,3 \text{ см}^2$; $i_x=2,15 \text{ см}$; $i_y=3,25 \text{ см}$.

Проверяем гибкость стержней. По середине пролета в нижнем поясе предусматриваем распорку

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{450}{2,15} = 209 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{885}{3,25} = 272 < [\lambda]_y = 400.$$

Условие гибкости выполняется.

Расчет растянутого раскоса.

Требуемая площадь сечения раскоса

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{1213,8}{240 \cdot 0,95} = 5,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2L50×5. Геометрические характеристики сечения

$A=9,6 \text{ см}^2$; $i_x=1,53 \text{ см}$; $i_y=2,45 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней

$$l_{ef,x} = \mu_x l = 0,8 \cdot 497 = 398 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y l_1 = 1 \cdot 497 = 497 \text{ см}$$

Проверяем гибкость стержней.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{398}{1,53} = 260 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{497}{2,45} = 203 < [\lambda]_y = 400.$$

Условие гибкости соблюдается.

Расчет сжатой стойки.

Задаемся гибкостью стержня $\lambda=120$, $\varphi=0,42$.

Требуемая площадь сечения (для стойки а-б)

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{551,7}{0,42 \cdot 9,6 \cdot 240 \cdot 0,8} = 6,9 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции сечения из условия максимальной гибкости (для стойки в-в')

$$i_{x,тр} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{0,8 \cdot 210}{180} = 0,93 \text{ см};$$

$$i_{y,тр} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_y} = \frac{210}{180} = 1,2 \text{ см}.$$

Принимаем 2L50×5.

Гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 105}{1,53} = 55 < [\lambda]_x = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{551,7}{0,82 \cdot 9,6 \cdot 240 \cdot 0,8} = 0,37 < 0,5.$$

Принимаем $\alpha_x=0,5$, $\varphi_x=0,82$ [28, табл.72].

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{105}{2,45} = 43 < [\lambda]_y = 210 - 60\alpha_y = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180,$$

где

$$\alpha_y = \frac{551,7}{0,88 \cdot 9,6 \cdot 240 \cdot 0,8} = 0,34 < 0,5.$$

Принимаем $\alpha_y = 0,5$.

Условия гибкости удовлетворяются.

Проверяем устойчивость стойки

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{551,7}{0,82 \cdot 9,6} = 70,1 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа}.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

4. Расчет сварных швов прикрепления стержней фермы к фасонкам

Подробно порядок расчета сварных швов представлен в примере 1. Результаты расчета сводим в табл. 18.

Таблица 18

Таблица расчета швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об},$ гН	$k_f,$ мм	$l_{\omega},$ см	$N_{п},$ гН	$k_f,$ мм	$l_{\omega},$ см
а-4	 70x6	3344,7	2341,3	5	16	1003,4	5	8
в-4	 70x6	2096,6	1467,6	5	11	629	5	6
б-в	 50x5	1213,8	849,7	4	6	364,1	4	6
а-б	 50x5	551,7	386,2	4	6	165,5	4	6
в-в'	 50x5	0	0	4	6	0	4	6

5. Расчет и конструирование узлов фермы

Опорный узел 1 (рис. 35, 36)

Опорная реакция

$$R_A = \frac{(q_n + p_s)l}{2} = \frac{(31,4 + 91,2)17,7}{2} = 1085 \text{ гН}.$$

Требуемая длина сварного шва, соединяющего опорное ребро с фермой:

$$l_{\omega} = \frac{R_A}{2K_f \beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} + 2 \text{ см} =$$

$$= \frac{1085}{2 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 2 = 10,4 \text{ см},$$

здесь несущая способность сварных швов определяется прочностью металла сварного шва, т.е. $\beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} = 162 \text{ МПа}$ (см. пример 1). При этом должно соблюдаться условие

$$l_{\omega} = 10,4 \text{ см} < 85 \beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см}.$$

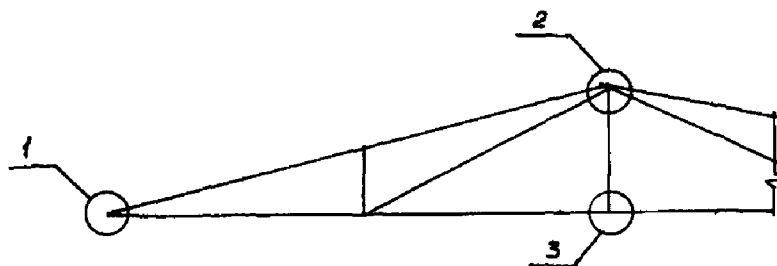


Рис. 35. Обозначение узлов фермы (пример 3)

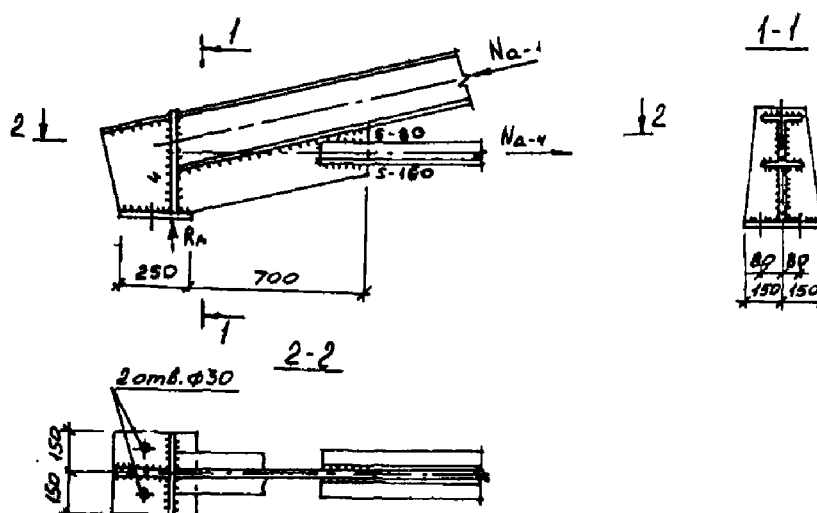


Рис.36. Опорный узел 1 (пример 3)

Конструктивно принимаем высоту ребра 350 мм.

Болты для крепления фермы к кирпичной стене конструктивно принимаем М24.

Проверяем прочность сварного стыкового шва прикрепления верхнего пояса к фасонке. Касательное напряжение

$$\tau_w = \frac{N_{a-1}}{t_w l_w} = \frac{3310,2}{1 \cdot 68} = 48,7 \text{ МПа},$$

где $l_w = l - 2t = 70 - 2 \cdot 1 = 68 \text{ см}$; $t_w = t_\phi = 1 \text{ см}$.

Нормальное напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{6 N_{a,1} e}{t_{\omega} e_{\omega}^2} = \frac{6 \cdot 3310,2 \cdot 9,65}{1 \cdot 68^2} = 41,4 \text{ МПа},$$

где $e = \frac{h_{в.п}}{2} = \frac{19,3}{2} = 9,65 \text{ см}.$

Условное приведенное напряжение

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{41,4^2 + 3 \cdot 48,7^2} = 94 \text{ МПа} < 1,15 R_{\omega y} \gamma_c =$$

$$= 1,15 \cdot 204 \cdot 1 = 234,6 \text{ МПа},$$

где $R_{\omega y} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа}.$

Прочность шва обеспечена.

Монтажные узлы.

Узел 2 (рис.37,а).

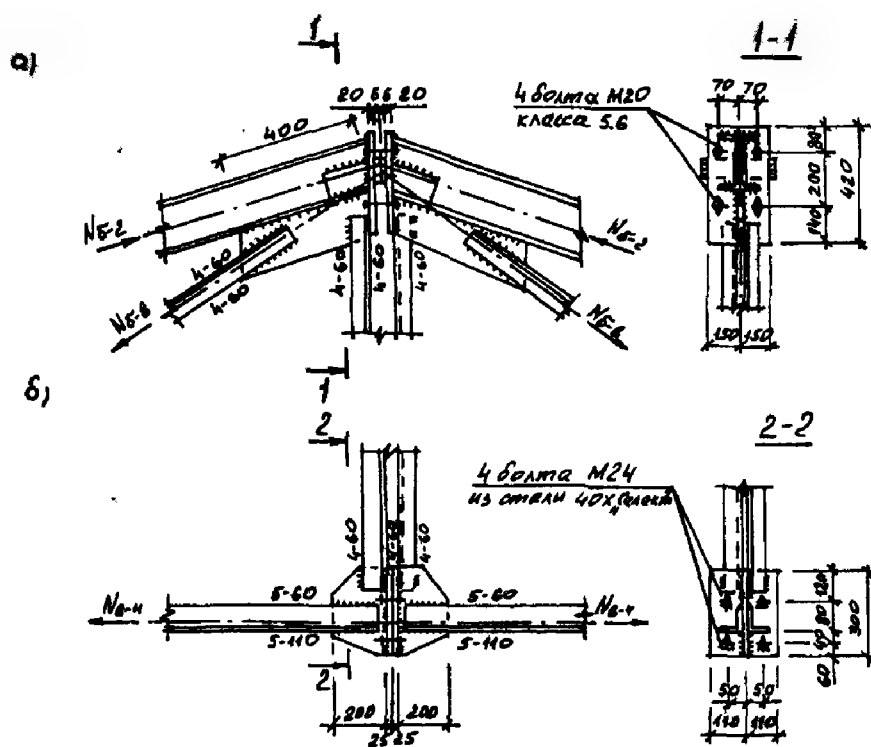


Рис.37. Монтажные узлы ферм (пример 3):
а - верхний монтажный узел; б - нижний монтажный узел

Монтажный стык работает на сжатие. Фланцы принимаем толщиной 20 мм из стали С245, болты М20 класса 5,6. Размещение болтов осуществляется с соблюдением конструктивных условий Диаметр шайб $d_{ш}=40$ мм, диаметр отверстий – 24 мм.

Проверяем конструктивные требования.

$$b_1 = 70 - \frac{6}{2} = 67 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + K_f + 2 \text{ мм} = \frac{40}{2} + 5 + 2 = 27 \text{ мм};$$

$$b_1 = 67 \text{ мм} \leq 3,5d = 3,5 \cdot 20 = 70 \text{ мм};$$

$$a = 80 \text{ мм} \geq 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ мм};$$

$$b_1 = 67 \text{ мм} \leq a = 80 \text{ мм} \leq 1,4b_1 = 1,4 \cdot 67 = 98 \text{ мм},$$

$$a_z = 80 \text{ мм} > 50 \text{ мм};$$

$$\omega = 150 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - K_f) = 4(67 - 5) = 248 \text{ мм},$$

где b_1 – расстояние от грани пояса до оси болта;

$d_{ш}$ – наружный диаметр шайбы;

a_z – расстояние от грани фланца до оси болта по вертикали,

ω – ширина фланца, приходящаяся на один болт наружной зоны.

Условия размещения болтов выполняются.

Усилие в стыке

$$\begin{aligned} N_{ст} &= N_{6-2} \cos \alpha_n + N_{6-в} \cos \alpha_p = \\ &= -3310,2 \cos 13^\circ + 1213,8 \cdot \cos 25^\circ = -2119,5 \text{ гН}. \end{aligned}$$

Проверяем условие возможности появления сдвига во фланцевом соединении для сжатого стержня.

$$Q = 410,4 \text{ гН} < \mu N_{ст} = 0,25 \cdot 2119,5 = 529,9 \text{ гН},$$

где Q – поперечная сила от местной нагрузки.

$$Q = \frac{P_s l}{4} = \frac{91,2 \cdot 18}{4} = 410,4 \text{ гН},$$

здесь μ – коэффициент трения, определяемый по [28, табл.36*].

Условие недопущения сдвига выполняется.

Проверяем прочность сварного стыкового шва соединения фасонки с верхним поясом.

Усилие в шве

$$N = N_{6-в} \cos(\alpha_p - \alpha_n) = 1213,8 \cos(25^\circ - 13^\circ) = 1187,3 \text{ гН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{N}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{1187,3}{38 \cdot 1} = 31,3 \text{ МПа},$$

где $l_{\omega} = l - 2t_{\omega} = 40 - 2 \cdot 1 = 38 \text{ см}$; $t_{\omega} = t_{\phi} = 1 \text{ см}$.

Нормальное напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{P}{2t_{\omega}l_{\omega}} + \frac{6N_{\text{ст}}e}{t_{\omega}e_{\omega}^2} = \frac{551,7}{2 \cdot 1 \cdot 38} + \frac{6 \cdot 1187,3 \cdot 9,65}{1 \cdot 38^2} = 54,9 \text{ МПа},$$

где $P = P_n + P_s = 141,3 + 410,4 = 551,7 \text{ гН}$.

Условное приведенное напряжение

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{54,9^2 + 3 \cdot 31,3^2} = 77,2 \text{ МПа} < 1,15R_{\omega y} \gamma_c = 234,6 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется.

Для обеспечения местной устойчивости стенки верхнего пояса укрепляем вертикальными планками. Проверяем стык верхнего пояса с фланцем.

Сварной стык тавровый с двусторонними угловыми швами без разделки кромок и неполным проваром. Проверка соединения из условия прочности металла шва

$$\tau_{\omega} = \frac{N_{\text{ст}}}{\sum K_f l_{\omega}} = \frac{2119,5}{0,5(15 \cdot 4 - 2 \cdot 0,6) + 0,5(19,3 \cdot 2 - 4 \cdot 0,9)} = \frac{2119,5}{56,5} = 37,5 \text{ МПа} < \beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 0,9 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1 = 162 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

У з е л 3 (рис. 37,6)

Выполняем расчет фланцевого соединения нижнего пояса. Растягивающее усилие $N = N_{\text{в-4}} = 2096,6 \text{ гН}$.

Материал фланцев – сталь С345, $R_y = 300 \text{ МПа}$.

Высокопрочные болты М24 из стали 40Х "селект", диаметр шайб $d_{\text{ш}} = 44 \text{ мм}$, диаметр отверстий 28 мм. Толщина фланцев $t_{fe} = 25 \text{ мм}$. Для болтов М24 площадь сечения [28, табл.62*] $A_{bh} = 3,52 \text{ см}^2$.

Расчетное сопротивление растяжения высокопрочного болта

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 110 = 770 \text{ МПа},$$

где R_{bun} принимается по [28, табл.61*].

Проверяем условия размещения болтов

$$b_1 = 50 - \frac{10}{2} = 45 \text{ мм} > \frac{d_{\text{ш}}}{2} + K_f + 2 \text{ мм} = \frac{44}{2} + 5 + 2 = 29 \text{ мм};$$

$$b_1 = 45 \text{ мм} \leq 3,5d = 3,5 \cdot 24 = 84 \text{ мм};$$

$$a = 60 \text{ мм} > 0,8d_{\text{ш}} = 0,8 \cdot 44 = 35 \text{ мм};$$

$$b_1 = 45 \text{ мм} < a = 60 \text{ мм} < 1,4b_1 = 1,4 \cdot 45 = 63 \text{ мм};$$

$$a = 60 \text{ мм} > 50 \text{ мм},$$

$$\omega' = 110 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - K_f) = 4(45 - 5) = 160 \text{ мм}.$$

Определяем требуемое количество высокопрочных болтов во фланцевом соединении по формуле

$$n = \frac{N}{\gamma_c N_{bh}} = \frac{2096,6}{1 \cdot 1816} \approx 1,2,$$

где $N_{bh} = m_b R_{bh} A_{bh} = 0,67 \cdot 770 \cdot 3,52 = 1816 \text{ гН}$;

здесь m_b – коэффициент условия работы болтов соединения согласно [11, табл.27] (при $t_f < 28 \text{ мм}$ $m_b = 0,67$; при $t_f \geq 28 \text{ мм}$ $m_b = 0,77$).

Конструктивно принимаем 4 болта М24. Проверку прочности сварного соединения фланца с фасонкой выполняем, исходя из условий:

по металлу шва

$$\tau_f = \frac{P_f}{\beta_f (K_f + 0,2 \text{ см})} = \frac{65,5}{0,9(0,5 + 0,2)} = 104 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа},$$

где P_f – погонное усилие на фланец от фасонки (примыкающего элемента):

$$P_f = \frac{N}{h_f} = \frac{2096,6}{32} = 65,5 \text{ гН/см};$$

по зоне сплавления

$$\tau_z = \frac{P_f}{\beta_z K_z} = \frac{65,5}{1,05 \cdot 0,5} = 12,5 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 166,5 \text{ МПа}.$$

где $R_{wz} = 0,45 R_{nn} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$

Прочность сварных швов обеспечена.

Проверка фланца на поверхностный отрыв в околошовной зоне (растяжение в направлении толщины проката фланца)

$$\sigma_z = \frac{P_f}{2,8 \beta_f K_f} = \frac{65,5}{2,8 \cdot 0,9 \cdot 0,5} \approx 52 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

где R_{th} – расчетное сопротивление металла в направлении толщины проката, для стали С345:

$$R_{th} = 0,5R_u = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ МПа.}$$

Условие прочности выполняется.

Проверяем соединения на сдвигающее усилие. Контактное усилие на сдвиг

$$V = R_{bh}A_{bh} - 1,2N_{bh} = 770 \cdot 3,52 - 1,2 \cdot 1330,3 = 1114,0 \text{ гН,}$$

где

$$N_{bh} = (\alpha - \beta \lg \chi) R_{bh} A_{bh} = \\ = (0,425 - 0,278 \lg 0,58) 770 \cdot 3,52 = 1330,3 \text{ гН;}$$

здесь α и β – коэффициенты, принимаемые по [12, табл.80] в зависимости от отношения $\frac{t_{fl}}{d_6} = \frac{25}{24} = 1,25$ ($\alpha=0,425$;

$$\beta=0,278);$$

χ – параметр жесткости болта, определяемый по формуле

$$\chi = \frac{d_6^2 \left(\frac{b}{t_{fl}} \right)^3}{w(t_{fl} + 0,5d_6)} = \frac{2,4^2 \left(\frac{4,0}{2,5} \right)^3}{11(2,5 + 0,5 \cdot 2,4)} = 0,58;$$

b – расстояние между осью болта и краем сварного шва

$$b = b_1 - K_f = 45 - 5 = 40 \text{ мм;}$$

w – ширина фланца, которая приходится на один болт.

Поперечная сила

$$Q_{ef} = 0,1\mu N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 2096,6 = 52,4 \text{ гН.}$$

Проверяем условие

$$Q = Q_{ef} = 52,4 \text{ гН} < \mu nV = 0,25 \cdot 4 \cdot 1114,0 = 1114,0 \text{ гН.}$$

Условие выполняется.

Выполняем проверку фланцев на изгиб по формуле

$$\frac{6M_\phi}{St_{fe}^2} = \frac{6 \cdot 2495,8}{12 \cdot 2,5^2} = 200 \text{ МПа} < R_y = 300 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Изгибающий момент во фланце M_ϕ вычисляется по формуле

$$M_\phi = Nr'K_4\beta_2 = 2096,6 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,62 = 2495,8 \text{ гН} \cdot \text{см;}$$

$$r' = 0,67b_1 + 0,17S - K_f - 0,25d = \\ = 0,67 \cdot 4,5 + 0,17 \cdot 12 - 0,5 - 0,25 \cdot 2,4 = 2,4 \text{ см};$$

$$K = \sqrt{\frac{b}{b_\Phi}} \approx 0,8;$$

здесь β_2 – коэффициент, принимаемый по [11, табл.28] в зависимости от параметров ρ_1 и α_1 ;

$$\rho_1 = 1,56 \frac{r'}{t_{fe}} = 1,56 \frac{2,4}{2,5} = 1,5.$$

При значении выражения

$$1,15 \frac{P_{np}}{N_6} = 1,15 \frac{m_b R_{bh} A_{bh}}{N} = 1,15 \frac{0,85 \cdot 770 \cdot 3,52}{2096,6} = 1,28 > 1;$$

$$\alpha = (1,9j^2 - 3,8j + 2,8)(1 - \psi_1)[1 - \psi_1(1 - 0,6j)] = \\ = (1,9 \cdot 0,12^2 - 3,8 \cdot 0,12 + 2,8)(1 - 0,51)[1 - 0,51(1 - 0,6 \cdot 0,12)] = \\ = 2,37 \cdot 0,49 \cdot 0,53 = 0,61,$$

где m_b – коэффициент, принимаемый по [11, табл.27].

$$\psi_1 = -\psi \frac{2\rho_1 + 1}{\rho_1} = 0,19 \frac{2 \cdot 1,5 + 1}{1,5} = 0,51;$$

$$\psi = \frac{1}{\rho_1} \left(1 - 1,15 \frac{P_{np}}{N_6} \right) = \frac{1}{1,5} (1 - 1,28) = -0,19;$$

$$j = 3,15 \frac{A_{bh}}{St_{fl}} = \frac{3,52}{12 \cdot 2,5} = 0,12.$$

Принимаем $\beta_2 = 0,62$.

Проверяем условие нераскрытия соединения типа А

$$c = 5,5 \text{ см} > 0,64t_{fl}(\alpha + 0,5) = 0,64 \cdot 2,5(0,61 + 0,5) = 1,8 \text{ см}.$$

Условие соблюдается.

Нижний промежуточный узел рассчитывается аналогично расчету узлов ферм из парных уголков.

В верхнем промежуточном узле сжатый пояс из двутавра следует укрепить ребром жесткости для обеспечения местной устойчивости стенки, а также следует проверить сварной стыковой шов соединения фасонки с верхним поясом.

6. Проверка жесткости фермы

Вычисление прогиба и проверка жесткости конструкции выполняется аналогично примеру 2.

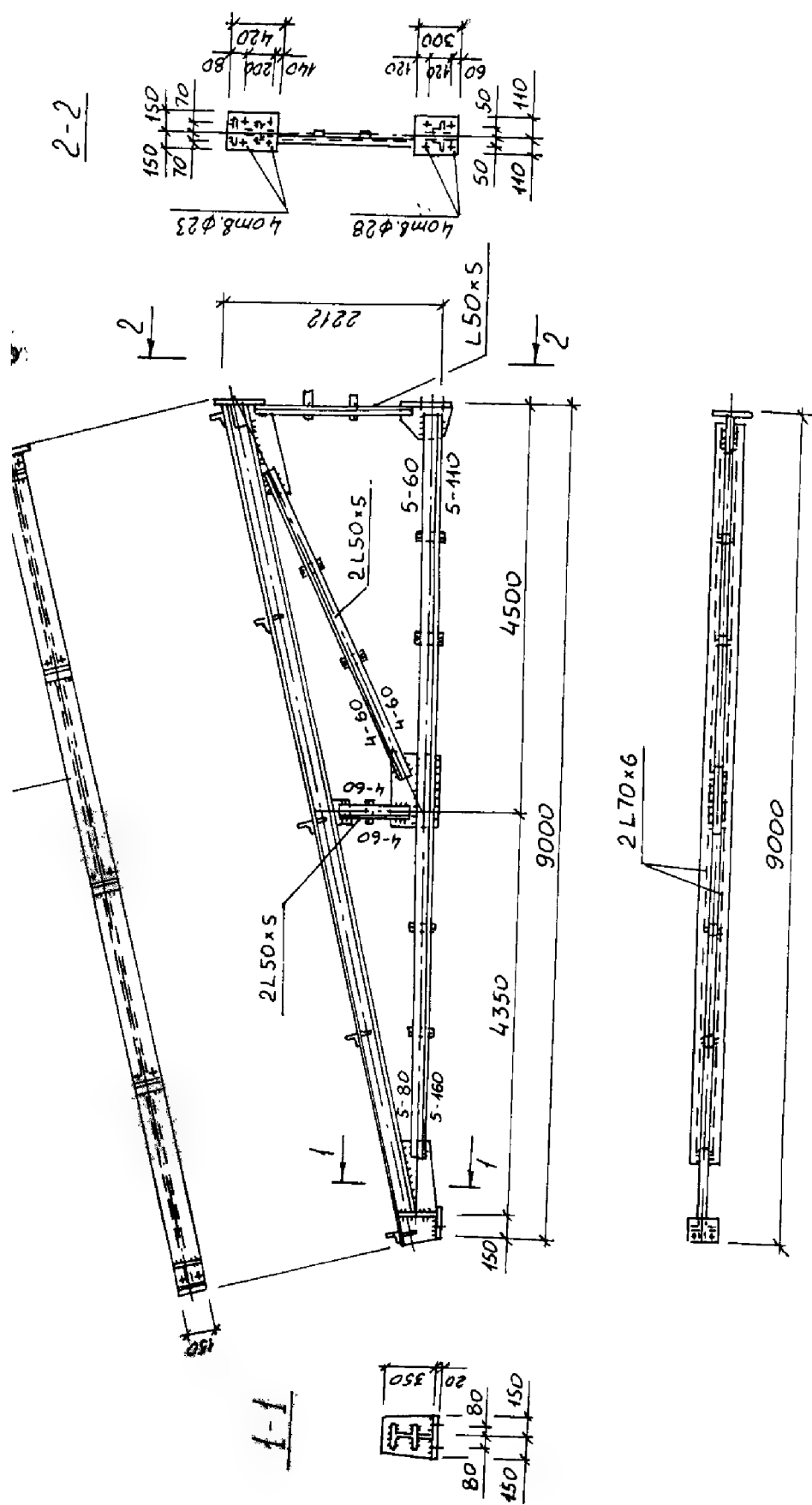


Рис.38. Отправочный элемент фермы с поясом из широкополочного двутавра (пример 3)

Пример 4

Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из широкополочных тавров

1. Исходные данные

Пролет фермы – 24 м.

Шаг ферм – 6 м.

Очертание решетки – ферма с параллельными поясами высотой по наружным граням тавров 3150 мм. Опираие на колонны – жесткое. Уклон верхнего пояса 1,5%. Здание отапливаемое.

Конструкция кровли – см. пример 1.

Место строительства – г. Пенза.

Класс ответственности здания – II.

Материал конструкций: стержни фермы из тавров и уголков – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, фасонки – сталь С255, фланцы верхнего пояса – сталь С245, фланцы нижнего пояса – сталь С345 ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая под флюсом, сварочная проволока марки СВ-08А (ГОСТ 2246-70*) диаметром $d=2$ мм.

Фермы не подвержены непосредственно динамическим нагрузкам.

2. Статический расчет фермы

Расчетная узловая сила на ферму (см. пример 1)

– от постоянной нагрузки

$$P_n = 624,3 \text{ гН};$$

– от снеговой нагрузки

$$P_s = 239,4 \text{ гН}.$$

Опорные моменты условно принимаем

$$M_n = -4000 \text{ гН}\cdot\text{м};$$

$$M_{np} = -2800 \text{ гН}\cdot\text{м}.$$

Диаграмму Максвелла-Кремоны для определения усилий от единичной нагрузки см. в примере 1, от единичного момента – см. рис.39. Результаты статического расчета заносим в табл. 19.

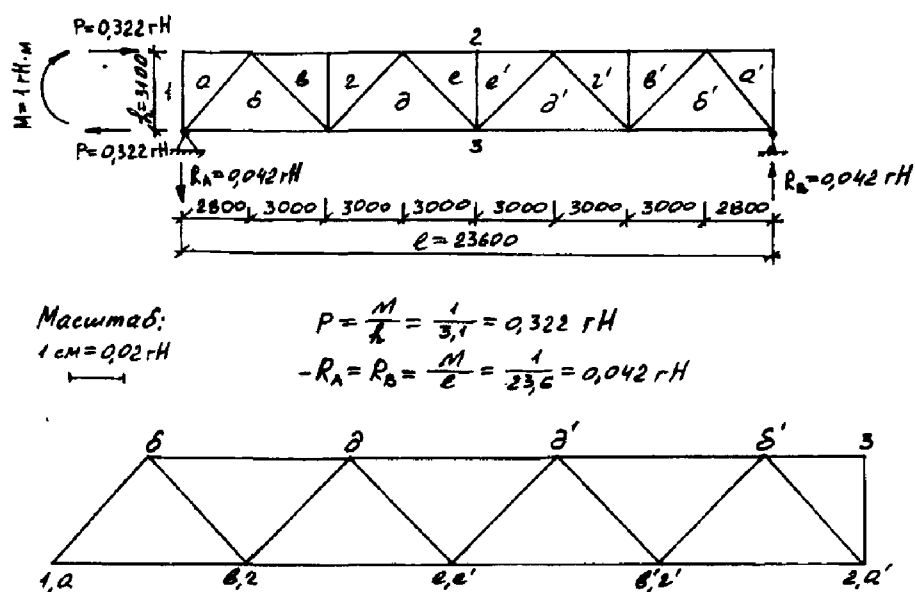


Рис.39. Диаграмма усилий от единичного момента (пример 4)

Таблица 19
Расчетные продольные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от постоянной нагрузки $P_n=624,3$ гН	Усилия от снеговой нагрузки $P_s=239,4$ гН			Усилия от единичного момента $M=1$ гН·м		Усилия от опорных моментов $M_n=-4000$ гН·м; $M_{np}=-2800$ гН·м;	Расчетные усилия	
			слева	справа	с двух сторон	слева	справа		сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-2	0	0	0	0	0,322	0	1288	-	1288
	б-3, г-д	-3621	-933,7	-454,9	-1388,5	9,244	0,082	1205,6	-5009,5	-
	е-5	-4869,6	-933,7	-933,7	-1867,4	0,161	0,161	1094,8	-6737	-
Нижний пояс	б-7	1935,3	526,7	215,5	742,2	-0,284	-0,041	-1248	-	2677,5
	д-7	4557,4	1053,4	694,3	1747,7	-0,204	-0,122	-1157,2	-	6305,1
Раскосы	а-6	-2934,2	-814	-311,2	-1125,2	0,056	-0,056	-67,2	-4126,6	-
	б-в	2309,9	550,6	335,2	885,8	-0,58	0,058	69,6	-	3265,3
	г-д	-1373,5	-191,5	-335,2	-526,7	0,058	-0,058	-69,6	-1969,8	-
	д-е	374,6	-191,5	335,2	142,7	-0,058	0,058	69,6	-	779,4
Стойки	в-г	-624,3	-239,4	0	-239,4	0	0	0	-863,7	-
	е-е'	-624,3	-119,7	-119,7	-239,4	0	0	0	-863,7	-

3. Подбор стержней фермы

Расчет сечений верхнего пояса.

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем на максимальное усилие

$$N_{e-5} = -7637 \text{ гН.}$$

Задаемся гибкостью $\lambda=90$ по [28, табл.72] $\varphi=0,612$. Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,612 \cdot 240 \cdot 0,95} = 48,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем тавр Т17,5ШТ1 со следующими характеристиками:
 $A=47,8 \text{ см}^2$; $i_x=4,01 \text{ см}$; $i_y=5,84 \text{ см}$.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{4,01} = 74,8 < [\lambda]_x = 128,4;$$

$$\varphi_x = 0,72;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{5,84} = 51,4 < [\lambda]_y = 135,6.$$

$$\varphi_y = 0,84.$$

Предельные гибкости

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,84 \cdot 47,8 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,86;$$

$$[\lambda]_x = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,86 = 128,4;$$

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{6737}{0,84 \cdot 47,8 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,74;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,74 = 135,6.$$

Проверка устойчивости стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{6737}{0,72 \cdot 47,8} = 195,8 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенок сжатого пояса

$$\frac{h_{\omega,ef}}{d} = \frac{14,25}{0,95} = 15 < (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b}{h_{\omega,ef}}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= (0,4 + 0,07 \cdot 2,56) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{25}{14,25}} \right) \sqrt{\frac{206 \cdot 10^3}{240}} = 19,07,$$

где

$$h_{\omega,ef} = h - t - R = 17,5 - 1,25 - 2 = 14,25;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 75 \sqrt{\frac{240 \cdot 10}{206 \cdot 10^3}} = 2,56;$$

$$0,8 < \bar{\lambda} = 2,56 < 4;$$

$$\frac{b}{h_{\omega,ef}} = \frac{25}{14,25} = 1,75 < 2.$$

Местная устойчивость стенок тавров обеспечена.

Подбор сечения нижнего пояса.

Нижний пояс в целях уменьшения количества типоразмеров профилей принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем на максимальное усилие $N=6305,1$ гН.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{6305,1}{240 \cdot 0,95} = 27,7 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции

$$i_{x,тр} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см};$$

$$i_{y,тр} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_y} = \frac{1200}{400} = 3 \text{ см}.$$

Принимаем сечение Т13 ШТ2

$$A=47,8 \text{ см}^2 > A_{тр}=27,7 \text{ см}^2;$$

$$i_x=4,01 \text{ см} > i_{x,тр}=1,5 \text{ см};$$

$$i_y=5,84 \text{ см} > i_{y,тр}=3 \text{ см}.$$

Подбор сечений решетки из парных уголков выполняется по типу расчета, приведенного в примере 1. Толщину фасонки принимаем по толщинам стенок тавров для Т17,5 ШТ1 $d=9,5$ мм, для Т13ШТ2 $d=7,5$ мм, принимаем $t_\phi=10$ мм.

Результаты расчета заносим в табл.20

Таблица 20

Таблица расчета сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N , кН	Наименование стали по ГОСТ 27772-88*	Сечение	Площадь A , см ²	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		γ_c	Проверка сечений, МПа	
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y		$\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$, МПа	$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$, МПа
Верхний пояс	а-2	1288				280	280	4,01	5,84	69,8	48	0,95	-	-
	в-3, г-4	-5009,5	C245	T17,5 ШП1	47,8	300	300	4,01	5,84	74,8	51,4	0,95	-	145,6 < 228
	е-5	-6737				300	300	4,01	5,84	74,8	51,4	0,95	-	195,8 < 228
Нижний пояс	б-7	2677,5		T13 ШП2	31,2	580	580	3,35	4,31	173,1	134,6	0,95	8,58 < 228	-
	д-7	6305,1	C245			600	1200	3,35	4,31	179,1	278,4	0,95	202,1 < 228	-
Раскосы	а-б	-4126,6		T110x7	30,4	205	410	3,4	4,85	60,3	84,5	0,95	-	208,9 < 228
	б-в	3265,3		T70x6	16,3	345	431	2,15	3,07	160,5	129,4	0,95	200,4 < 228	-
	г-д	-1969,8	C245	T100x7	27,6	345	431	3,08	4,45	112	96,9	0,8	-	155,2 < 192
	д-е	779,4		T50x5	9,6	345	431	1,53	2,45	225,5	175,9	0,95	81,2 < 228	-
Стойки	в-г	-863,7		T63x5	12,26	248	310	1,4	2,96	127,8	104,7	0,8	-	185,4 < 192
	е-е'	-863,7	C245	T63x5	12,26	248	310	1,94	2,96	127,8	104,7	0,8	-	185,4 < 192

4. Расчет сварных швов прикрепления стержней решетки к фасонкам.

Подробно порядок расчета сварных соединений представлен в примере 1. Результаты расчета заносим в табл.21

Таблица 21

Таблица расчета швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушке			Шов по перу		
			$N_{об.}$ гН	k_f мм	$l_{об.}$ см	$N_{п.}$ гН	k_f мм	$l_{п.}$ см
а-б	 110×7	4126,6	2888,6	6	16	1238	6	8
б-в	 70×6	3265,3	2285,7	6	13	979,6	4	9
г-д	 100×7	1969,8	1378,9	6	9	590,9	6	6
д-е	 50×5	779,4	545,6	4	6	233,8	4	6
в-г	 63×5	863,7	604,6	4	6	259,1	4	6

5. Расчет и конструирование узлов фермы.

Опорные узлы

Узел 1 (рис. 40, 41,а).

Для крепления верхнего пояса к колонне принимаем 4 болта М20 кл.5.6. Несущая способность одного болта на растяжение

$$N_b = A_{bn} \cdot R_{bt} = 2,45 \cdot 210 = 514,5 \text{ гН.}$$

Проверяем прочность болтового соединения

$$N = N_{a-2} = 1288 \text{ гН} < nN_b = 4 \cdot 514,5 = 2058 \text{ гН}$$

Условие соблюдается.

Определяем толщину фланца

$$t_{fl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3b'N_{a-2}}{lR_y}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 12 \cdot 1288}{35 \cdot 240}} = 1,2 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{fl}=20 \text{ мм.}$

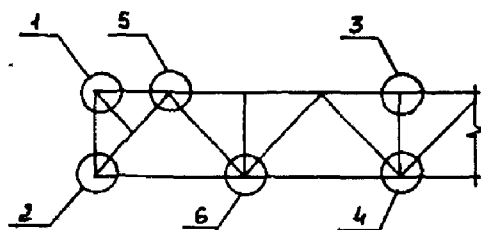


Рис.40. Обозначение узлов фермы из тавров

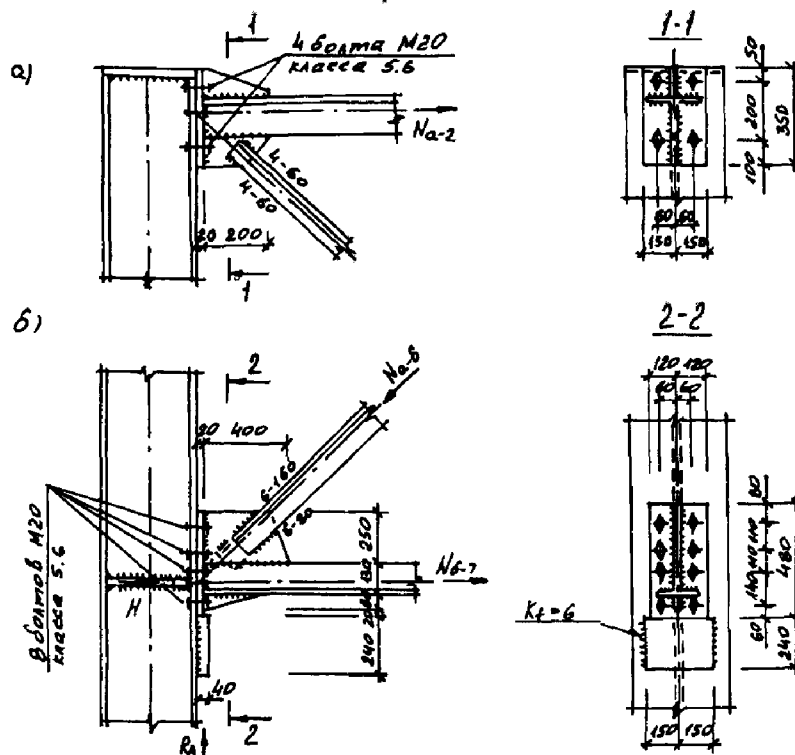


Рис.41. Опорные узлы фермы с поясами из тавров;
а - верхний опорный узел; б - нижний опорный узел

Расчет сварных швов.

Выполняем проверку сварного соединения верхнего пояса с фланцем. Сварной стык – тавровый с двусторонними угловыми швами без разделки кромок и неполным проваром.

Прочность проверяется по двум сечениям (длиной швов примыкающих фасонки пренебрегаем):

по металлу шва

$$\tau_f = \frac{N_{a-2}}{\sum K_f l_w} = \frac{1288}{0,5 \cdot 25 \cdot 2 + 0,5 \cdot 16,2 \cdot 2} =$$

$$= 31,4 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,9 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1 = 162 \text{ МПа};$$

по зоне сплавления

$$\tau_z = \frac{N_{a-2}}{\sum K_f l_w} = \frac{1288}{0,5 \cdot 25 \cdot 2 + 0,5 \cdot 16,2 \cdot 2} =$$

$$= 31,4 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1,05 \cdot 166,5 \cdot 1 \cdot 1 = 174,8 \text{ МПа},$$

где $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$.

Прочность сварных швов обеспечена.

Проверка фланца на поверхностный отрыв в околошовной зоне

$$\sigma_{\omega} = \frac{N_{a-2}}{2,8\beta_f \sum K_f l_{\omega}} = \frac{1288}{2,8 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot (25 + 16,2)} =$$

$$= 24,8 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 180 \cdot 1 = 180 \text{ МПа},$$

где $R_{th} = 0,5R_u = 0,5 \cdot 360 = 180 \text{ МПа}$

Прочность обеспечена.

Узел 2 (рис. 41,6).

Опорный фланец принимаем толщиной 20 мм и шириной 240 мм. Опорная реакция фермы

$$R_A = \frac{(q_n + P_s)l}{2} = \frac{(208,1 + 79,8) \cdot 23,6}{2} = 3368,4 \text{ гН}.$$

Проверяем напряжение смятия торца фланца

$$\sigma = \frac{1,2R_A}{A_p} = \frac{1,2 \cdot 3368,4}{24 \cdot 2} = 84,2 \text{ МПа} < R_u = 360 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Болты крепления нижнего пояса к колонне принимаем конструктивно М20 кл.5,6 в количестве 8 штук, так как рамная сила прижимает опорный узел к колонне.

Расчет сварных швов.

Выполняем проверку шва, соединяющего фасонку и нижний пояс с опорным фланцем (сварной шов тавровый без разделки кромок и неполным проваром)

$$\tau_{\omega} = \frac{R_A}{2 \sum K_f l_{\omega}} = \frac{3368,4}{2 \cdot (0,4 \cdot 33 + 0,4 \cdot 11,8 + 0,4 \cdot 18)} = 67,0 \text{ МПа}$$

Нормальное напряжение от распора H

$$\sigma_{\omega} = \frac{H}{A_{\omega}} + \frac{He}{W_{\omega}} = \frac{1290,3}{2 \cdot (0,4 \cdot 33 + 0,4 \cdot 11,8 + 0,4 \cdot 18)} +$$

$$+ \frac{1290,3 \cdot 12,5}{2 \cdot 0,4 \cdot 46^2} = 25,6 + 9,6 = 35,2 \text{ МПа},$$

$$\text{где } H = \frac{M_d}{h} = \frac{4000}{3,1} = 1290,3 \text{ гН};$$

$$e = \frac{460}{2} - 80 - 25 = 125 \text{ мм}.$$

Условное приведенное напряжение

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{67^2 + 3 \cdot 35,2^2} = 90,6 \text{ МПа} < \beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} =$$

$$= 0,9 \cdot 180 \cdot 1 = 162 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется. Здесь $\beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f}$ — несущая способность сварных швов определяется прочностью металла сварного шва (см. пример 1).

Проверяем прочность сварного стыкового шва соединения нижнего пояса с фасонкой. Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{N_{6-7}}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{2677,5}{0,75 \cdot 38,5} = 92,8 \text{ МПа},$$

где $t_{\omega} = 0,75 \text{ см};$

$$l_{\omega} = l - 2t_{\omega} = 40 - 2 \cdot 0,75 = 38,5 \text{ см}.$$

Нормальное напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{6 N_{6-7} e}{t_{\omega} l_{\omega}^2} = \frac{6 \cdot 2677,5 \cdot 10,6}{0,75 \cdot 38,5^2} = 153,2 \text{ МПа},$$

где $e = h_{\text{нп}} - z_o = 13 - 2,4 = 10,6 \text{ см}.$

Условное приведенное напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{\omega} &= \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{153,2^2 + 3 \cdot 92,8^2} = \\ &= 222 \text{ МПа} < 1,15 R_{wy} \gamma_c = 1,15 \cdot 204 \cdot 1 = 234,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Прочность шва обеспечена.

Определяем высоту опорного столика

$$l_{\omega} = \frac{2R_A}{3K_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf}} + 2 \text{ см} = \frac{2 \cdot 3368,6}{3 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 23,3 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{\omega} = 24 \text{ см}.$

Выполняем проверку опорного сечения на срез по формуле

$$\tau = \frac{R_A}{\sum A} = \frac{3368,6}{31,2 + 33 \cdot 1} = 52,5 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 138,6 \cdot 1 = 138,6 \text{ МПа}.$$

Условие удовлетворяется.

Монтажные узлы.

Узел 3 (рис. 42,а)

Монтажный стык испытывает сжимающие усилия. Фланцы выполняем из стали С245 толщиной 20 мм. Болты конструктивно принимаем М20 кл.5.6 в количестве 4 штук. Размещение болтов осуществляется при соблюдении конструктивных требований (см. пример 3).

Проверка фланцевого соединения на сдвигающее усилие и расчет сварного соединения верхнего пояса с фланцем выполняются аналогично приведенным в примере 3, поэтому эти вычисления в данном случае опускаем.

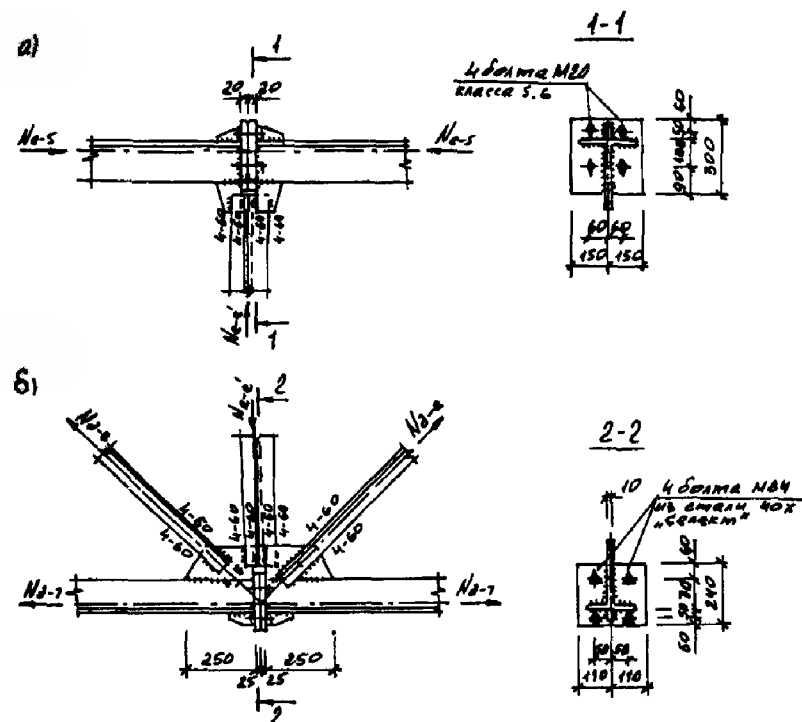


Рис.42. Монтажные узлы фермы с поясами из тавров:
а - верхний монтажный узел; б - нижний монтажный узел

Узел 4 (рис.42,б)

Выполняем расчет фланцевого соединения нижнего пояса.
Растягивающее усилие в стыке

$$N = N_{\partial-7} + N_{e-\partial} \cdot \cos \alpha = 6305,1 + 779,4 \cdot \cos 45^\circ = 6856,2 \text{ гН.}$$

Материал фланцев - сталь С345 по ГОСТ 27772-88*, $R_y=300$ МПа.

Толщина фланцев $t_{fl} = 25$ мм.

Высокопрочные болты М24 из стали 40Х"Селект" (по ГОСТ 22353-77*), диаметр шайб $d_m=44$ мм, диаметр отверстий 28 мм.

Площадь сечения высокопрочного болта по [28, табл.62*].

$$A_{bh} = 3,52 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 110 = 770 \text{ МПа,}$$

где R_{bun} принимается по [28, табл.61*].

Вычисляем несущую способность болтов внутренней и наружной зон

$$P_{bh} = \gamma_b R_{bh} A_{bh} = 0,9 \cdot 770 \cdot 3,52 = 2439,4 \text{ гН,}$$

здесь γ_b - коэффициент, учитывающий релаксацию напряжений в болте.

Для внутренней зоны

$$N_{b,bn} = 2439,4 \text{ гН.}$$

Для наружной зоны

$$N_{b,n} = \frac{N_{b,bn}}{K} = \frac{2439,4}{1,8} = 1355,2 \text{ гН,}$$

где K - коэффициент, учитывающий неравномерность нагрузки на высокопрочные болты, принимаемый по [12, табл.79].

Для внутренней зоны принимаем 2 болта ($n_b=2$).

Количество болтов для наружной зоны

$$n_n = \frac{N - n_b N_{b,bn}}{N_{b,n}} = \frac{6856,2 - 2 \cdot 2439,4}{1355,2} = 1,5.$$

Принимаем $n_n=2$ болта.

Проверяем размеры размещения болтов

$$b_1 = 50 - \frac{7,5}{2} = 46 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + K_f + 2 \text{ мм} = \frac{44}{2} + 6 + 2 = 30 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} < 3,5d = 3,5 \cdot 24 = 84 \text{ мм};$$

$$a = 60 \text{ мм} > 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 44 = 35,2 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} < a = 60 \text{ мм} < 1,4b_1 = 1,4 \cdot 46 = 64,4 \text{ мм};$$

$$a = 60 \text{ мм} > 50 \text{ мм};$$

$$w = 110 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - K_f) = 4(46 - 6) = 160 \text{ мм.}$$

Выполняем проверку несущей способности фланцевого соединения.

Параметр жесткости болта

$$\chi_1 = \frac{d_b^2 \left(\frac{b}{t_{fl}} \right)^3}{w(t_{fl} + 0,5d_b)} = \frac{2,4^2 \left(\frac{4,0}{2,5} \right)^3}{11 \cdot (2,5 + 0,5 \cdot 2,4)} = 0,58,$$

$$\text{где } b = b_1 - K_f = 4,6 - 0,6 = 4,0 \text{ см};$$

$$\lambda_1 = \alpha - \beta \lg \chi_1 = 0,388 - 0,257 \cdot \lg 0,58 = 0,45,$$

где α и β - коэффициенты, принимаемые по [12, табл.80] в

$$\text{зависимости от отношения } \frac{t_{fl}}{d_b} = \frac{25}{24} = 1,04.$$

Изгибающий момент

$$M_1 = \frac{w t_{fl}^2 R_y}{6} = \frac{11 \cdot 2,5^2 \cdot 300}{6} = 3437,5 \text{ гН} \cdot \text{см.}$$

Вычисляем параметр

$$\mu_1 = \frac{0,9 R_{bn} A_{bn}}{M_1} b = \frac{0,9 \cdot 770 \cdot 3,52}{3437,5} \cdot 4,0 = 2,8.$$

Определяем по [12, табл.81] параметр γ_1 .

$$\gamma_1 = 1,51.$$

Расчетное усилие на болт наружной зоны

$$N_{n,fl} = \frac{1,3 R_{bh} A_{bn} (\gamma + 1)}{\mu_1 \gamma_1} = \frac{1,3 \cdot 770 \cdot 3,52 \cdot (1,51 + 1)}{2,8 \cdot 1,51} = 2091,8 \text{ гН.}$$

Полная несущая способность фланцевого стыка

$$N = n_b N_{b,bn} + n_n N_{b,n} = 2 \cdot 2439,4 + 2 \cdot 1355,2 = 7589,2 \text{ гН} > N = 6856,2 \text{ гН.}$$

Условие прочности выполняется.

Проверяем соединение на сдвигающее усилие. Контактное усилие

$$V = R_{bh} A_{bn} - 1,2 N_{b,n} = 770 \cdot 3,52 - 1,2 \cdot 1355,2 = 1084,2 \text{ гН.}$$

Условная поперечная сила

$$Q_{loc} = 0,1 \mu N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 6856,2 = 171,4 \text{ гН,}$$

где μ - коэффициент трения, принимаемый по [28, табл.36*].

Проверяем условие

$$Q = Q_{loc} = 171,4 \text{ гН} < \mu n V = 0,25 \cdot 2 \cdot 1084,2 = 504,2 \text{ гН.}$$

Условие выполняется.

Проверку прочности сварного соединения нижнего пояса с фланцем выполняем по двум сечениям:

по металлу шва

а) для пояса

$$\sigma_f = \sigma \frac{A_f}{\sum A} = \frac{N}{\sum A} \frac{A_f}{\sum A} = \frac{6856,2}{42,2} \frac{18 \cdot 1,2}{42,2} = 83,2 \text{ МПа,}$$

где $\sum A = A + A_\phi = 31,2 + 11 \cdot 1 = 42,2 \text{ см}$, т.е. расчет ведем с учетом прикрепления ребер жесткости

$$P_f = \sigma_f t_f = 83,2 \cdot 1,2 = 100,0 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа;}$$

$$\tau_f = \frac{P_f}{\beta_f (K_f + 0,2 \text{ см})} = \frac{100}{0,9(0,6 + 0,2)} = 138,9 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа;}$$

б) для стенки

$$\sigma_w = \sigma \frac{A_w}{\sum A} = \frac{N}{\sum A} \frac{A_w}{\sum A} = \frac{6856,2}{41,2} \frac{20,6}{41,2} = 81,3 \text{ МПа;}$$

$$P_w = \sigma_w t_w = 81,3 \cdot 0,75 = 61 \text{ МПа;}$$

$$\tau_f = \frac{P_w}{\beta_f (K_f + 0,2 \text{ см})} = \frac{61}{0,9(0,6 + 0,2)} = 84,7 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа;}$$

по металлу границы сплавления

а) для пояса

$$\tau_z = \frac{P_f}{\beta_z K_z} = \frac{100}{1,05 \cdot 0,6} = 158,7 \text{ МПа} < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 166,5 \text{ МПа}$$

где $R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$;

б) для стенки

$$\tau_z = \frac{P_{\omega}}{\beta_z K_z} = \frac{61}{1,05 \cdot 0,6} = 96,8 \text{ МПа} < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 166,5 \text{ МПа}.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Проверка фланца на поверхностный отрыв в околошовной зоне;

а) для пояса

$$\sigma_z = \frac{P_f}{2,8 \beta_f K_f} = \frac{100}{2,8 \cdot 0,9 \cdot 0,6} = 66,1 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

где $R_{th} = 0,5 R_u = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ МПа}$;

б) для стенки

$$\sigma_z = \frac{P_{\omega}}{2,8 \beta_f K_f} = \frac{61}{2,8 \cdot 0,9 \cdot 0,6} = 40,4 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

Условия прочности выполняются.

Проверяем прочность сварного стыкового соединения нижнего пояса с фасонкой.

Усилия в стыке

$$N_{ст} = N_{\partial-e} \cos \alpha = 779,4 \cdot \cos 45^\circ = 551 \text{ кН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{N_{ст}}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{551}{0,71 \cdot 23,5} = 31,3 \text{ МПа},$$

где $l_{\omega} = l - 2t_{\omega} = 25 - 2 \cdot 0,75 = 23,5 \text{ см}$.

Нормальное напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{6 N_{ст} e}{t_{\omega} l_{\omega}^2} = \frac{6 \cdot 551 \cdot 10,6}{0,75 \cdot 23,5^2} = 83,1 \text{ МПа}.$$

Условное приведенное напряжение

$$\begin{aligned} \sigma_{\omega} &= \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{83,1^2 + 3 \cdot 23,5^2} = \\ &= 94,3 \text{ МПа} < 1,15 R_{\omega y} \gamma_c = 234,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Прочность шва обеспечена.

Выполняем проверку фланцев на изгиб:

а) в зоне полки

$$\frac{6 M_{\phi}}{S t_{fl}^2} = \frac{6 \cdot 1212,8}{10 \cdot 2,5^2} = 116,5 \text{ МПа} < R_y = 300 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Здесь

$$M_{\phi} = N_f r' K_4 \beta_2 = 3509,2 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,72 = 1212,8 \text{ рН} \cdot \text{см};$$

$$N_f = N \frac{A_f}{A} = 6856,2 \cdot \frac{18 \cdot 1,2}{42,2} = 3509,3 \text{ рН};$$

$$r' = 0,67b_1 + 0,17S - K_f - 0,25d = \\ = 0,67 \cdot 5,0 + 0,17 \cdot 10 - 0,6 - 0,25 \cdot 2,4 = 3,9 \text{ см};$$

$$K = \sqrt{\frac{b}{b_{\phi}}} \approx 0,8.$$

Параметры для определения β

$$\rho_1 = 1,56 \frac{r'}{t_{fl}} = 1,56 \frac{3,9}{2,5} = 2,4$$

при значении выражения

$$1,15 \frac{P_{np}}{N_f} = 1,15 \frac{m_b R_{bh} f_{bh}}{N_f} = 1,15 \frac{0,85 \cdot 770 \cdot 3,52}{3509,3} = 0,76 < 1;$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{0,3j + 0,055} \left(\frac{\psi_1}{0,14\rho_1} + 0,04j + 0,24 \right) =$$

$$= \frac{1}{0,3 \cdot 0,44 + 0,055} \left(\frac{0,1}{0,14 \cdot 2,4} + 0,04 \cdot 0,44 + 0,24 \right) = 3,0;$$

$$\text{здесь } j = 3,15 \frac{A_{bn}}{St_{fl}} = 3,15 \cdot \frac{3,52}{10 \cdot 2,5} = 0,44;$$

$$\psi_1 = \frac{1}{\rho_1} \left(1 - 1,15 \frac{P_{np}}{N_f} \right) = \frac{1}{2,4} (1 - 0,76) = 0,1.$$

По [11, табл.28] находим $\beta_2 \approx 0,72$;

б) в зоне стенки расчет выполняется аналогичным образом.

Промежуточные узлы.

Узел 5 (рис. 43).

Проверяем сварной стыковой шов соединения фасонки с верхним поясом.

Усилие в стыке

$$N_{ст} = N_{a-2} + N_{b-3} = 1288 + 4649,5 = 5937,5 \text{ рН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{N_{ст}}{t_{\omega} l_{\omega}} = \frac{5937,5}{0,95 \cdot 68} = 91,9 \text{ МПа},$$

$$\text{где } l_{\omega} = 70 - 2 \cdot 0,95 = 68 \text{ см}.$$

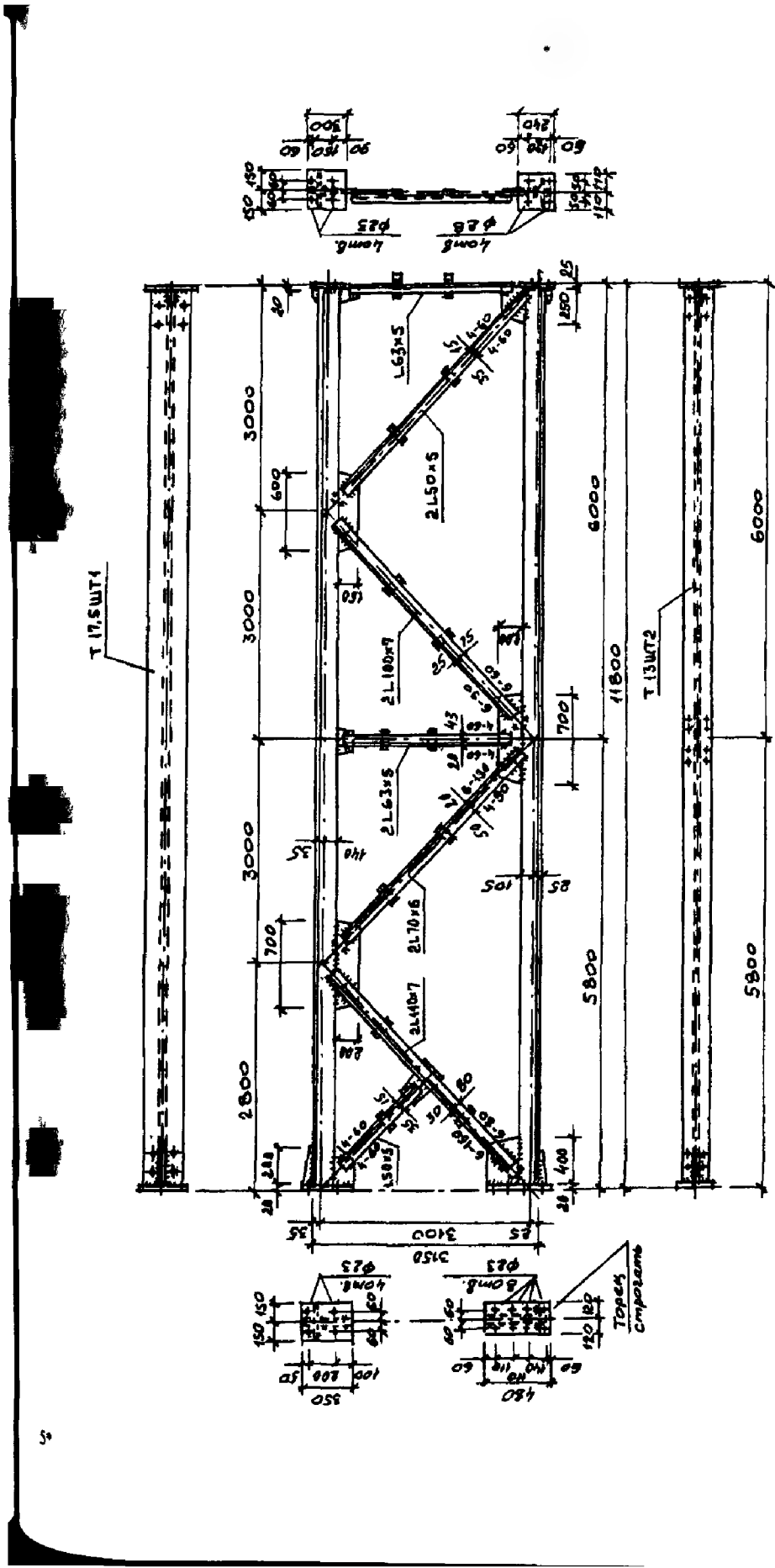


Рис.43. Отправочный элемент фермы с поясами из тавров (пример 4)

Нормальное краевое напряжение

$$\sigma_{\omega} = \frac{P}{t_{\omega} l_{\omega}} + \frac{6 N_{ct} l}{t_{\omega} l_{\omega}^2} = \frac{863,7}{0,95 \cdot 68} + \frac{6 \cdot 5937,5 \cdot 14,2}{0,95 \cdot 68^2} =$$
$$= 13,4 + 115,2 = 128,6 \text{ МПа},$$

где $P = P_n + P_{cn} = 624,3 + 239,4 = 863,7 \text{ гН}$;

$l = h_{bn} - z = 17,5 - 3,3 = 14,2 \text{ см}$.

Условное приведенное напряжение

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{128,6^2 + 3 \cdot 91,9^2} =$$
$$= 204,6 \text{ МПа} < 1,15 R_{\omega y} \gamma_c = 1,15 \cdot 204 \cdot 1 = 234,6 \text{ МПа}.$$

Прочность шва обеспечена.

Для узла 6 прочность сварного стыкового шва нижнего пояса с фасонкой проверяется по вышеприведенным формулам.

6. Проверка жесткости фермы

Определение прогиба конструкции и сравнение его с предельным выполняется аналогично расчету в примере 1, поэтому данные вычисления опускаем.

Пример 5

Расчет и конструирование стропильной фермы из труб

1. Исходные данные

Пролет фермы – 24 м.

Шаг ферм – 6,0 м.

Очертание решетки – фермы с параллельными поясами высотой по осям труб 2900 мм. Опираие на колонны шарнирное. Уклон верхнего пояса 1,5%. Здание отапливаемое. Кровля рубероидная, четырехслойная. Покрытие утепленное, утеплитель – минераловатные плиты повышенной жесткости по ГОСТ 22950-95.

Покрытие из стального профилированного листа, укладываемого на прогоны.

Место строительства – г. Рязань.

Класс ответственности здания – II.

Материалы конструкций: трубы – сталь марки Ст20.

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-88 сварочной проволокой марки СВ-08Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 2 мм. При монтаже применяется ручная сварка электродами Э42 по ГОСТ 9467-75*.

Ферма работает на статические нагрузки.

2. Статический расчет

Сбор нагрузок на покрытие см. табл. 22

Расчетные погонные нагрузки на ферму:

– постоянная

$$q_n = q_p B \gamma_n = 16,5 \cdot 6 \cdot 0,95 = 94,1 \text{ гН/м};$$

– снеговая

$$P_s = S_{0\mu} B \gamma_f \gamma_n = 10 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 79,8 \text{ гН/м}.$$

Расчетная узловая сила на ферму

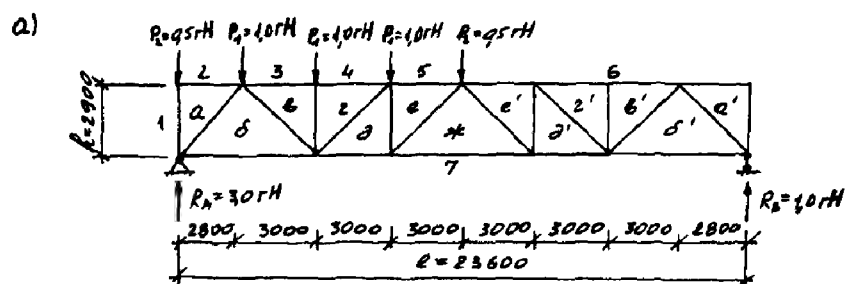
– от постоянной нагрузки

$$P_n = q_n d = 94,1 \cdot 3 = 282,3 \text{ гН};$$

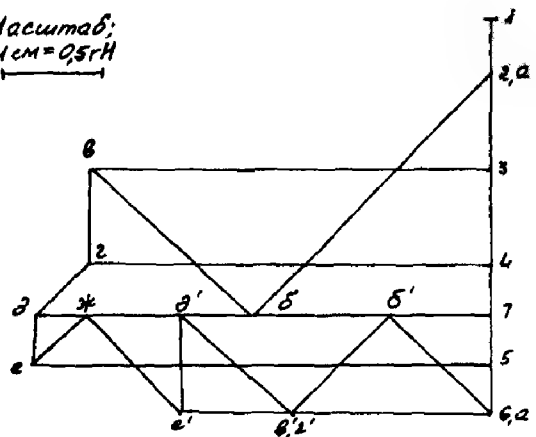
– от снеговой нагрузки

$$P_s = p_s d = 79,8 \cdot 3 = 239,4 \text{ гН}.$$

Усилия в ферме определяем методом построения диаграммы Максвелла-Кремоны (рис. 44). Результаты расчета заносим в табл. 23. Усилия от горизонтальной составляющей рамной нагрузки условно принимаем равными нулю ($P_p=0$).



Масштаб:
1 см = 0.5H



б)

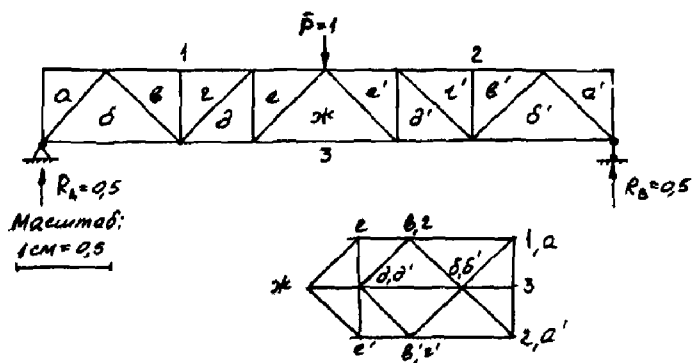


Рис.44. Диаграмма усилий от единичной нагрузки (пример 5)

Таблица 22

Нагрузки, действующие на стропильную ферму

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, гН/м ²
Постоянные нагрузки:				
1.	Слой гравия, втопленный в битумную мастику, $t=20$ мм, $\gamma=200$ гН/м ³	4,0	1,3	5,2
2.	Четыре слоя рубероида на битумной мастике $0,5 \cdot 4 = 2,0$ гН/м ²	2,0	1,3	2,6
3.	Утеплитель - минераловатные плиты повышенной жесткости $t=100$ мм, $\gamma=20$ гН/м ³	2,0	1,2	2,4
4.	Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,5	1,3	0,6
5.	Стальной профилированный настил	1,5	1,05	1,6
6.	Стальные прогоны (ориентировочно)	1,0	1,05	1,1
7.	Собственная масса фермы со связями (ориентировочно)	2,8	1,05	3,0
	Итого	13,8	-	16,5
Временные нагрузки				
	Снеговая нагрузка для II снегового района	10	1,4	14
	Полная нагрузка	23,8	-	30,5

3. Подбор сечений стержней фермы

Определяем коэффициенты условий работы следующих элементов стропильной фермы:

– для растянутых элементов в соответствии с [28, табл. 6*]
 $\gamma_c = 0,95$,

– для сжатых стержней поясов и решетки в соответствии с [28, табл. 6*] $\gamma_c = 1,0$,

– для растянутых стержней решетки в соответствии с [7] $\gamma_c = 0,8$,

– при расчете на прочность центрально-сжатых элементов из труб со сплюсненными концами в соответствии с [12, п.18,6]

$$\gamma_{ct} = 1,3 - 0,015D/t$$

в случае плавного перехода по длине $(2,5-3)D$

$$0,4 \leq \gamma_{ct} \leq 1;$$

для стержней с неплавным переходом

$$0,3 \leq \gamma_{ct} \leq 0,7.$$

Расчетную длину стержней определяем в соответствии с [12, табл.57].

Подбор сечений стержней верхнего сжатого пояса.

Верхний пояс принимаем с одним изменением сечения по длине и рассчитываем на усилие

$$N_{e-5} = -4121,5 \text{ гН.}$$

Предварительно задаемся коэффициентом $\phi=0,7$. Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{4121,5}{0,7 \cdot 255 \cdot 1} = 26,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем трубу сечением Тр. $\varnothing 140 \times 5,5$ мм

$$A = 23,2 \text{ см}^2, i = 4,76 \text{ см.}$$

Проверяем тонкостенность трубы

$$\delta = \frac{D}{t} = \frac{140}{5,5} = 25,5 < \delta_{\text{max}} = 30 \text{ [12, табл.59].}$$

Гибкость пояса

$$\lambda = \frac{l_{ef,x}}{i} = \frac{300}{4,76} = 63.$$

Таблица 23
Таблица расчетных усилий в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от единичной нагрузки, гН			Усилия от постоянной узловой нагрузки $P_n=282,3$ гН	Усилия от снеговой узловой нагрузки $P_s=239,4$ гН			Расчетное усилие, гН	
		слева	справа	с двух сторон		слева	справа	с двух сторон	сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	в-3, г-4	-4,2	-2,1	-6,3	-1778,5	-1005,5	-502,8	-1508,3	-3286,8	-
	е-5	-4,7	-3,2	-7,9	-2230,2	-1125,2	-766,1	-1891,3	-4121,5	-
Нижний пояс	б-7	2,5	1,1	3,6	1016,3	598,5	263,3	861,8	-	1878,1
	д-7	4,7	3,2	7,9	2230,2	1125,2	766,1	1891,3	-	4121,5
	ж-7	4,2	4,2	8,4	2371,3	1005,5	1005,5	2011,0	-	4382,3
Раскосы	а-б	-3,5	-1,4	-4,9	-1383,2	-837,7	-335,2	-1172,9	-2256,1	-
	б-в	2,3	1,5	3,8	1072,8	550,6	359,1	909,7	-	1982,5
	г-д	-0,8	-1,5	-2,3	-649,3	-191,5	-359,1	-550,6	-1199,9	-
	е-ж	0,7	-1,5	-0,8	-225,9	167,6	-369,1	-201,5	-595,0	-
Стойки	в-г	-1,0	0	-1,0	-282,3	-239,4	0	-239,4	-521,7	-
	д-е	-0,5	0,5	0,5	141,2	-119,7	239,4	119,7	-	380,6

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 63 \sqrt{\frac{225}{206 \cdot 10^3}} = 2,08 < 2,5.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\begin{aligned} \varphi &= 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} = \\ &= 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{225}{206 \cdot 10^3} \right) 2,08 \sqrt{2,08} = 0,80. \end{aligned}$$

Коэффициент φ также можно определить по [28, табл.72].

Предельная гибкость

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4121,5}{0,8 \cdot 23,2 \cdot 225 \cdot 1} = 1,0; \\ [\lambda] &= 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 1,0 = 120 > \lambda = 63,0. \end{aligned}$$

Проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{4121,5}{0,8 \cdot 23,2} = 222,1 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \cdot 1 = 225 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обеспечена.

Подбор сечения нижнего растянутого пояса.

Нижний пояс проектируем без изменения сечения по всей длине.

Расчетное усилие

$$N_{ж-7} = 4382,3 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{4382,3}{225 \cdot 0,95} = 20,5 \text{ см}^2.$$

Требуемый минимальный радиус инерции

$$i_y = \frac{1200}{400} = 3 \text{ см.}$$

Принимаем трубу сечения Тр.Ø 127×5,5 мм, $A = 21,0 \text{ см}^2$,
 $i = 4,3 \text{ см.}$

Проверяем тонкостенность трубы

$$\delta = \frac{D}{t} = \frac{127}{5,5} = 23 < \delta_{\max} = 30.$$

Условие соблюдается.

Гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{600}{4,3} = 139,5 < [\lambda]_x = 400;$$
$$\lambda_y = \frac{1200}{4,3} = 279 < [\lambda]_x = 400.$$

Проверяем прочность нижнего пояса

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4382,3}{21,0} = 208,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \cdot 0,95 = 213,8 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Подбор сечений раскосов в зависимости от действующих усилий производится по той же методике, что для сжатых верхних или растянутых нижних поясов.

Согласно [28, п.13,8] проверяем условия применения шарнирной схемы при статическом расчете:
для верхнего пояса

$$\frac{D}{l} = \frac{140}{3000} = \frac{1}{21,4} < \frac{1}{10};$$

для нижнего пояса

$$\frac{D}{l} = \frac{127}{3000} = \frac{1}{23,6} < \frac{1}{10}$$

Условия выполняются.

Подбор сечения стоек со сплюсненными концами

Стержень в-г

Расчетное усилие

$$N = -521,7 \text{ кН}.$$

Задаемся коэффициентом $\varphi=0,4$. Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{521,7}{0,4 \cdot 225 \cdot 0,8} = 7,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем трубу сечением 70×3,0 мм

$$A = 6,32 \text{ см}^2, i = 2,37 \text{ см}.$$

$$t = 3,0 \text{ мм} > t_{\min} = 2,5 \text{ мм};$$

$$d = 70 \text{ мм} < D_{\text{нп}} = 127 \text{ мм};$$

$$d = 70 \text{ мм} < D_{\text{вп}} = 140 \text{ мм};$$

$$\delta_d = \frac{70}{3,0} = 23,3 < \delta_{\max} = 90.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{261}{2,38} = 110, \varphi = 0,48.$$

Для стоек со сплюсненными концами коэффициент условия работы

$$\gamma_{ct} = 1,3 - \frac{0,015 \cdot 70}{2,8} = 0,92 < 1.$$

Предельная гибкость

$$\alpha = \frac{521,7}{0,48 \cdot 5,9 \cdot 225 \cdot 0,92} = 0,89;$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,89 = 156,6 > \lambda = 110.$$

Проверяем устойчивость стойки:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{521,7}{0,48 \cdot 5,9} = 184,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \cdot 0,92 = 207 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Данные по подбору сечений стержней фермы приведены в табл.24.

4. Расчет сварных швов прикрепления стержней фермы

Для соединения элементов применяется полуавтоматическая сварка проволокой марки СВ-08Г2С диаметром $d=2$ мм (ГОСТ 2246-70*). Процесс сварки осуществляется в углекислом газе в соответствии с требованиями ГОСТ 8050-85.

Сварные соединения по типу швов можно разделить на три группы:

- угловые швы (верхний и нижний пояса) прикрепления к фланцам,
- соединения решетки впритык с цилиндрической поверхностью поясов,
- прикрепление стоек со сплюсненными концами к поясам.

Выполняем расчет сварных швов.

Верхний пояс (стержень е-5)

Расчетное усилие

$$N_{ct} = N_{e-5} + N_{e-ж} \cos \alpha = -4121,5 - 595 \cos 45^\circ = -4542,2 \text{ гН}.$$

Таблица 24

Таблица расчета сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N , кН	Марка стали	Сечение трубы, мм $D \times t$	Площадь A , см ²	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		Пределная гибкость		Φ_{min}	γ_c	Проверка сечений, МПа	
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda_x]$	$[\lambda_y]$			прочности $\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$, МПа	устойчивости $\frac{N}{\Phi A} \leq R_y \gamma_c$, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Верхний пояс	а-2	0		89×4,5	119	280	280	2,99	2,99	93,6	93,6	400	400	-	-	-	-
	в-3, г-4	-3286,8	Ст20	140×5,5	23,2	300	300	4,76	4,76	63	63	120	120	0,8	1	-	177,1 < 225
	е-5	-4121,5				300	300	4,76	4,76	63	63	120	120	0,8	1	-	222,1 < 225
	б-7	1878,1		127×5,5	21	580	580	4,3	4,3	134,9	134,9	400	400	-	0,95	89,4 < 213,8	-
Нижний пояс	д-7	4121,5	Ст20			300	1200	4,3	4,3	69,8	279	400	400	-	0,95	196,3 < 213,8	-
	ж-7	4382,3				600	1200	4,3	4,3	139,5	279	400	400	-	0,95	208,7 < 213,8	-

Окончание табл. 24

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Раско- сы	а-б	-2256,1		127× 5,5	21	403	403	4,3	4,3	93,7	93,7	120	120	0,61	1	-	176,1< <225
	б-в	1982,5	Ст20	89×4,5	11,9	355	355	2,99	2,99	118,7	118,7	400	400	-	0,8	167,0< <180	-
	г-д	-1199,9		102×4	12,3	355	355	3,47	3,47	102,3	102,3	152,1	152,1	0,52	1	-	188,6< <225
	е-ж	-595,0		89×4,5	11,9	355	355	2,99	2,99	118,7	118,7	180	180	0,44	1	-	113,7< <225
Стойки	в-г	-521,7				261	261	2,37	2,37	110	110	156,6	156,6	0,48	0,92	-	172,0< <207,0
	д-е	380,6	Ст20	70×3	6,32	247	247	2,37	2,37	103,8	103,8	400	400	-	0,8	60,2< <180	-

Сварные швы угловые без разделки кромок сечения поясов. Сварка выполняется полуавтоматом в среде углекислого газа электродами марки СВ-08Г2С диаметром 2 мм.

Коэффициенты и расчетные сопротивления, принимаемые при расчете:

по металлу шва

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 0,9 \cdot 1 \cdot 215 = 193,5 \text{ МПа},$$

где R_{wf} принимается по [28, табл.56];

по металлу границы сплавления (для верхнего пояса)

$$\beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа},$$

где $R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 410=184,5$ – для стали Ст20 (материал труб);

$R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 370=166,5$ – для стали С245 (материал фланца верхнего пояса);

$R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 460=207$ – для стали С345 (материал фланца нижнего пояса);

Для верхнего пояса принимается условие расчета соединения по металлу границы сплавления

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 193,5 \text{ МПа} > \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 174,8 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность шва

$$\sigma_w = \frac{N_{ст}}{l_w K_f} = \frac{4542,2}{43 \cdot 0,7} = 150,9 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 174,8 \text{ МПа},$$

где $l_w = \pi D_{вп} - 1 \text{ см} = 3,14 \cdot 14 - 1 = 43 \text{ см};$

$\gamma_c=1$.

Прочность шва обеспечена.

Нижний пояс.

Стержень ж-7, расчетное усилие для которого $N=4382,3 \text{ кН}$.

Проверяем прочности шва (в первом приближении сварное соединение ребер жесткости с поясом не учитываем):

– по металлу шва

$$\sigma_w = \frac{N}{(K_f + 2 \text{ мм}) l_w} = \frac{4382,3}{(0,6 + 0,2) \cdot 38,9} = 140,8 \text{ МПа} < \beta_{wf} \gamma_{wf} R_{wf} \gamma_c =$$

$$= 0,9 \cdot 1 \cdot 215 \cdot 1 = 193,5 \text{ МПа},$$

где $l_w = \pi D_{нп} - 1 \text{ см} = 3,14 \cdot 12,7 - 1 = 38,9 \text{ см};$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_w = \frac{N}{K_f l_w} = \frac{4382,3}{0,6 \cdot 38,9} = 187,8 \text{ МПа} < \beta_{wz} \gamma_{wz} R_{wz} \gamma_c =$$

$$= 1,05 \cdot 1 \cdot 184,5 \cdot 1 = 193,7 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется.

Проверяем прочность фланца на отрыв в околошовной зоне

$$\sigma_z = \frac{N}{1,4\beta_f K_f l_\omega} = \frac{4382,3}{1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 38,9} = 149,8 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 255 \cdot 1 = 255 \text{ МПа},$$

где $R_{th}=0,45R_u=0,5 \cdot 450=225 \text{ МПа}$.

Прочность обеспечена.

Стержень 6-7.

Расчетное усилие в стыке

$$N_{ст} = N_p = 0,$$

где N_p – усилие от рамной нагрузки.

Поэтому $\sigma_\omega=0$.

Величина опорной реакции, которая передается через сварной шов, соединяющий нижний пояс с фланцем

$$R_A = \frac{(q_n + p_s)l}{2} = \frac{(94,1 + 79,8)23,6}{2} = 2052,0 \text{ гН}.$$

Усилие среза $N_{ср}=R_A=2052 \text{ гН}$.

Проверяем прочность шва на срез

$$\tau_\omega = \frac{N_{ср}}{K_f \sum l_\omega} = \frac{2052}{0,6 \cdot 120,0} = 28,5 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} \gamma_c = 1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 \cdot 1 = 174,8 \text{ МПа},$$

где $\sum l_\omega = 38,9 + 2 \cdot 41 = 120 \text{ см}$.

Условие соблюдается.

Здесь принято условие расчета соединения по металлу границы сплавления, так как выполняется условие

$$\beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} = 193,5 \text{ МПа} > \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} = 174,8 \text{ МПа}.$$

Примечание. Условно принимаем рамное усилие $N_p=200 \text{ гН}$. В этом случае дополнительно производятся следующие вычисления.

Прочность сварного стыка (длину швов примыкающих фасонки и раскоса условно не учитываем) по нормальным напряжениям

$$\sigma_\omega = \frac{N_p}{K_f \sum l_\omega} + \frac{3N_p e}{K_f l_{\omega,1}^2} = \frac{200}{0,6 \cdot 120} + \frac{3 \cdot 200 \cdot 5,5}{0,6 \cdot 63^2} = 4,2 \text{ МПа},$$

где $e=63/2 - 19 - 7=5,5 \text{ см}$.

Проверяем прочность шва по приведенным напряжениям

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{1^2 + 3 \cdot 28,5^2} = 49,5 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} \gamma_c = 174,8 \text{ МПа.}$$

Прочность сварного шва обеспечена.

Прочность фланца на отрыв в околошовной зоне ввиду небольшого значения σ_{ω} не проверяем.

Производим расчет соединения решетки с поясами.

Для примера расчета выбираем трубы с большим усилием. В нашем случае это раскос а-б (труба 127×5,5 мм, расчетное усилие $N=2556,1 \text{ гН}$).

Раскос а-б

Проверяем сварной шов прикрепления раскоса к верхнему поясу. Угол наклона раскоса принимаем равным $\alpha=45^\circ$. Отношение внутреннего диаметра прикрепляемой трубы к наружному диаметру головной детали (верхний пояс) равно

$$\beta_{in} = \frac{d_{in}}{D} = \frac{127 - 5,5}{140} = 0,87.$$

По [12, рис.34] определяем относительные размеры полной длины шва:

$$\frac{l_{\omega h}}{d_{in}} = 2,5; l_{\omega h} = 2,5 \cdot 121 = 303 \text{ мм};$$

$$\frac{l_{\omega t}}{d_{in}} = 1,5; l_{\omega t} = 1,5 \cdot 121 = 182 \text{ мм.}$$

По [12, рис.35] определяем относительные длины участков углового шва (со скосом кромки):

$$\frac{l_{\omega fh}}{d_{\omega h}} = 0,3; l_{\omega fh} = 0,3 \cdot 303 = 91 \text{ мм};$$

$$\frac{l_{\omega ft}}{d_{\omega t}} = 0,31; l_{\omega ft} = 0,31 \cdot 182 = 56 \text{ мм.}$$

Длины участков стыкового шва

$$l_{\omega ah} = l_{\omega h} - l_{\omega fh} = 303 - 91 = 212 \text{ мм};$$

$$l_{\omega at} = l_{\omega t} - l_{\omega ft} = 182 - 56 = 126 \text{ мм.}$$

Определяем расчетные параметры для расчета несущей способности пяточной и носковой частей шва. Расчетное сопротивление сварного стыкового соединения:

– для сжатого элемента

$$R_{\omega y} = R_y = 225 \text{ МПа};$$

– для растянутого элемента

$$R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 225 = 191,2 \text{ МПа}.$$

Расчетные сопротивления срезу соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = 0,55 \frac{490}{1,25} = 215,6 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{yn} = 0,85 \cdot 410 = 184,5 \text{ МПа};$$

$$R_{wa} = 0,7 R_{wf} = 0,7 \cdot 215,6 = 150,9 \text{ МПа}.$$

Катет углового шва $K_f=5$ мм.

Коэффициент условия работы сварного соединения $\gamma_{wc}=0,75$.

Несущая способность соответственно пяточной и носковой частей сварного шва равна:

$$\begin{aligned} S_{wh} &= (t_d l_{wah} R_{wy} \gamma_{wc} + K_f l_{wh} R_{wa}) \gamma_c = \\ &= (0,55 \cdot 21,2 \cdot 255 \cdot 0,75 + 0,5 \cdot 9,1 \cdot 150,9) \cdot 1 = 2654 \text{ гН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{wt} &= (t_d l_{wat} R_{wy} \gamma_{wc} + K_f l_{wt} R_{wa}) \gamma_c = \\ &= (0,55 \cdot 12,6 \cdot 255 \cdot 1 + 0,5 \cdot 5,6 \cdot 150,9) \cdot 1 = 1981,8 \text{ гН}. \end{aligned}$$

Проверяем прочность сварного шва

$$\begin{aligned} N &= 2556,1 \text{ гН} < 0,85(S_{wh} + S_{wt}) = \\ &= 0,85(2654,2 + 1981,8) = 3940,6 \text{ гН}; \end{aligned}$$

$$N = 2556,1 \text{ гН} < 2S_{wh} = 2 \cdot 2654,2 = 5308,4 \text{ гН};$$

$$N = 2556,1 \text{ гН} < 2S_{wt} = 2 \cdot 1981,8 = 3963,6 \text{ гН}.$$

Прочность обеспечена.

Аналогичным образом проверяется сварной шов к нижнему поясу.

Расчет швов стоек со сплюснутыми концами.

Проверяем длину сварного углового шва. Фактическая длина шва

$$l_w = \frac{\pi D_{bh}}{2} = \frac{3,14 \cdot 140}{2} = 220 \text{ мм}.$$

Катет шва $k_f=4$ мм.

Несущая способность швов определяется прочностью по металлу шва, так как выполняется условие

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 0,9 \cdot 1 \cdot 215,0 = 193,5 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 1,05 \cdot 1 \cdot 184,5 = 193,7 \text{ МПа.}$$

Требуемая длина сварного шва

$$l_{w,тр} = \frac{N_{b-2}}{2\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} k_f} + 1,5 = \frac{521,7}{2 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 193,5 \cdot 0,4} + 1,5 = 6 \text{ см.}$$

$$l_{w,тр} = 60 \text{ мм} < l_w = 220 \text{ мм}$$

Несущая способность достаточна.

5. Расчет и конструирование узлов фермы

Для свободного размещения стержней решетки в местах примыкания к поясу смещаем центровку стержней с геометрической оси пояса на величину не более $0,25 D_n$:

- для верхнего пояса $l=35 \text{ мм} = 0,25 \cdot 140 = 35 \text{ мм}$;
- для нижнего пояса $l=30 \text{ мм} < 0,25 \cdot 127 = 31,8 \text{ мм}$.

Опорные узлы

Уз е л 1 (рис.45, 46,а)

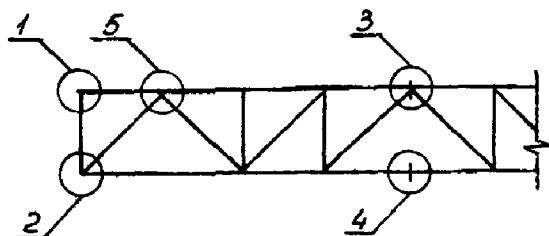


Рис.45. Обозначение узлов фермы из круглых труб

A – расчетная площадь сечения болта

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} = 3,14 \text{ см}^2;$$

n_s – число расчетных срезов болта.

Проверяем расчетное условие прочности

$$N_p = 200 \text{ гН} < n N_b = 2 \cdot 536,9 = 1073,8 \text{ гН}.$$

Условие удовлетворяется.

Узел 2 (рис.46,6)

Сварные швы крепления нижнего пояса к фланцу и раскоса к поясам рассчитаны ранее. Опорная реакция фермы $R_A = 2052 \text{ гН}$. Опорный фланец принимаем толщиной 20 мм и шириной 320 мм.

Проверяем напряжение смятия фрезерованного торца фланца от опорной реакции

$$\sigma_p = \frac{1,2 R_A}{A_p} = \frac{1,2 \cdot 2052}{32 \cdot 2} = 38,5 \text{ МПа} < R_p = 370 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

Расчет опорного столика.

Конструктивно принимаем толщину столика 40 мм, ширину 360 мм. Определяем высоту опорного столика из условия прочности сварного шва на срез

$$l_w = \frac{2 R_A}{2 \beta_f K_f R_{wf}} + 2 \text{ см} = \frac{2 \cdot 2052}{3 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 180} + 2 = 14,1 \text{ см}.$$

Принимаем $l_w = 20 \text{ см}$.

Конструктивно при $N_p = 0$ принимаем для крепления нижнего пояса к колонне 6 болтов М24 класса 5,6.

Примечание. В случае действия на фермы растягивающего рамного усилия болты требуется проверить на растяжение.

Например, принимаем $N_p = 200 \text{ гН}$. Максимальное усилие в крайнем болте

$$\begin{aligned} N_{\max} &= \frac{1}{n} \left(\frac{N}{n_6} + \frac{N e y_{\max}}{\sum y_i^2} \right) = \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{200,0}{3} + \frac{200 \cdot 11,7 \cdot 56}{6^2 + 14^2 + 56^2} \right) = 52,8 \text{ гН}. \end{aligned}$$

Несущая способность на растяжение одного болта М24 класса 5,6

$$N = A_{bn} R_{bt} = 3,52 \cdot 210 = 739,2 \text{ rH} > N_{\max} = 52,8 \text{ rH},$$

где A_{bn} – площадь сечения болта нетто (для М24 $A_{bn}=3,52 \text{ см}^2$);

R_{bt} – расчетное сопротивление болтов растяжению, определяется по [28, табл.58*].

Требуемая толщина опорного фланца из условия работы на изгиб

$$t_{\text{op}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{36N_p}{lR_y}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 11 \cdot 200}{63 \cdot 240}} = 0,4 \text{ см} < 20 \text{ мм}.$$

Принятая толщина фланца достаточна.

Монтажные узлы

У з е л 3 (рис. 47,а).

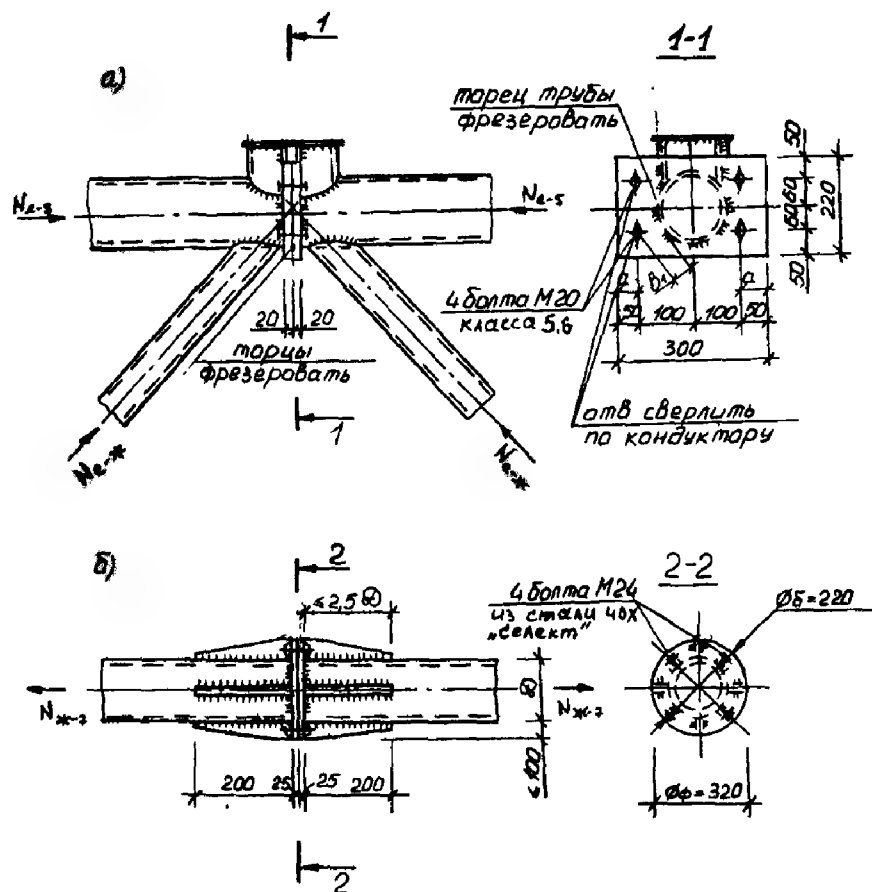


Рис. 47. Монтажные узлы фермы из круглых труб:
а - верхний монтажный узел; б - нижний монтажный узел

Монтажный стык работает на сжатие. Фланцы принимаем толщиной 20 мм из стали С245. Болты М20, класса 5.6. Болты следует размещать так, чтобы соблюдались конструктивные требования расположения. Диаметр шайб принимаем $d_m=40$ мм, диаметр отверстий – 24 мм.

Проверяем конструктивные условия размещения болтов:

$$b_1 = 45 \text{ мм} > \frac{d_m}{2} + k_f + 2 \text{ мм} = \frac{40}{2} + 7 + 2 = 29 \text{ мм};$$

$$b_1 = 45 \text{ мм} < 3,5d = 3,5 \cdot 20 = 70 \text{ мм};$$

$$a = 50 \text{ мм} \geq 0,8d_m = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ мм};$$

$$a = 50 \text{ мм} \geq 50 \text{ мм};$$

$$b_1 = 45 \text{ мм} < a = 50 \text{ мм} \leq 1,4b_1 = 1,4 \cdot 45 = 63 \text{ мм};$$

$$w = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм} \leq 4b = 4 \cdot (b_1 - K_f) = 4(45 - 7) = 152 \text{ мм},$$

где b_1 – расстояние от грани пояса до оси болта;

d_m – наружный диаметр шайбы;

a – расстояние от грани фланца до оси болта;

w – ширина фланца на 1 болт.

Условия размещения болтов соблюдаются.

Для недопущения сдвига во фланцевом соединении должно выполняться условие

$$Q \leq \mu N,$$

где Q – условная поперечная сила:

$$Q = \frac{P_s l}{4} = \frac{79,8 \cdot 23,6}{2} = 941,6 \text{ гН}.$$

Проверяем условие

$$Q = 941,6 \text{ гН} < \mu N_{\text{ст}} = 0,25 \cdot 4542,2 = 1135,6 \text{ гН}.$$

Прочность обеспечена.

У з е л 4 (рис.47,6)

Рассчитываем фланцевое соединение нижнего пояса.

Растягивающее усилие

$$N = 4382,3 \text{ кН}.$$

Материал фланцев – сталь С345

$$R_y = 300 \text{ МПа}.$$

Высокопрочные болты М24 из стали 40Х "Селект" (ГОСТ2356-77*), диаметр шайб $d_m=44$ мм, диаметр отверстий – 28 мм. Толщина фланцев $t_f=25$ мм.

$$A_{bh}=3,52 \text{ см}^2 \text{ – для болтов М24}.$$

Расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа},$$

где R_{bun} принимается по [28, табл.61*].

Проверяем прочность фланцевого соединения для стержней замкнутого сечения

$$N = 4382,3 \text{ ГН} < n k_2 P_{bh} A_{bh} = 4 \cdot 0,85 \cdot 770 \cdot 3,52 = 9215 \text{ ГН}.$$

Прочность болтов на растяжение обеспечена.

Здесь n – количество болтов;

k_2 – коэффициент, равный 0,8 при $t_{fe}=20$ мм; $k_2=0,85$ при $t_{fe}=25-40$ мм.

Проверяем размеры размещения болтов во фланце:

$$b_1 = \frac{220 - 127}{2} = 47 \text{ мм} < 3,5d = 3,5 \cdot 24 = 84 \text{ мм},$$

$$b_1 = 47 \text{ мм} > \frac{44}{2} + 6 + 2 = 30 \text{ мм};$$

$$a = 50 \text{ мм} \geq 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 44 = 35,2 \text{ мм};$$

$$a = 50 \text{ мм} \geq 50 \text{ мм},$$

$$b_1 = 47 \text{ мм} < a = 50 \text{ мм} < 1,4b_1 = 1,4 \cdot 47 = 66 \text{ мм};$$

$$w = 160 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - K_f) = 4(47 - 6) = 162 \text{ мм}.$$

Условия соблюдаются.

Проверяем фланцевое соединение на сдвиг. Контактное усилие для замкнутых сечений

$$V = 0,1 R_{bh} A_{bh} = 0,1 \cdot 770 \cdot 3,52 = 271 \text{ ГН}.$$

Условная поперечная сила

$$Q_{ef} = 0,1 \mu N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 4382,3 = 110 \text{ ГН}.$$

Проверку производим по формуле

$$Q = Q_{ef} = 110 \text{ ГН} < \mu N V = 0,25 \cdot 4 \cdot 271 = 271 \text{ ГН}.$$

Условие соблюдается.

Проверка фланца на изгиб выполняется по формулам, приведенным в примере 3, поэтому данные вычисления опускаем.

Узел 5 (рис. 48)

Проверяем прочность пояса в зоне примыкания сжатого опорного раскоса. Вычисляем необходимые коэффициенты:

$$\frac{D_d}{D_f} = \frac{127}{140} = 0,91 > 0,625;$$

$$k_\gamma = \frac{1,56}{\left(\frac{D_d}{D_f}\right) \left(5 - 4 \frac{D_d}{D_f}\right)} = \frac{1,56}{0,91(5 - 4 \cdot 0,91)} = 1,26.$$

Рис. 48. Отправочный элемент фермы из круглых труб

При

$$\frac{D_d}{D_f} \leq 0,625.$$

$k_\gamma=1$ – коэффициент, учитывающий повышение прочности узла.

Для стали С20

$$R_u = 375 \text{ МПа},$$

$$R_y = 225 \text{ МПа},$$

$$R_{yn} = 245 \text{ МПа},$$

$$\frac{R_{yn}}{R_u} = \frac{245}{375} = 0,65 < 0,7, \gamma_c = 1.$$

При

$$\frac{R_{yn}}{R_u} > 0,7, \gamma_c = 0,9.$$

Зона трубы у опорного раскоса сжата.

Прочность для верхнего пояса

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{3286,8 \cdot 10}{23,2} = 141,7 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{141,7}{225} = 0,63;$$

$$m = 1 + 0,4 \frac{\sigma_f}{R_y} = 1 + 0,4 \cdot 0,63 = 1,25;$$

$$\frac{e}{D_f} = \frac{25}{140} = 0,18.$$

Углы наклона раскосов $\alpha_1 = \alpha_2 \approx 45^\circ$.

$$k_\Phi = 1 - \frac{N_a \sin \alpha_1}{N_{a1} \sin \alpha_2} \left(0,5 - 2 \frac{e}{D_f} \right) = 1 - \frac{2556,1}{1982,5} (0,5 - 2 \cdot 0,18) = 0,82, -$$

коэффициент, учитывающий влияние типа, конструктивных особенностей узлов и характера нагружения на прочность.

При $\alpha_1 = 45^\circ$, $\sin \alpha = 0,707$.

Условное напряжение в поясе в месте примыкания стержня

$$\sigma_f = \frac{\left(\frac{D_f}{t_f} \right)^{0,8} \left(\frac{D_d}{D_f} \right)^{0,2} |N_d| k_\alpha}{k_\gamma D_d t_f 11,42 k_\Phi m k_p} = \frac{\left(\frac{14,0}{0,55} \right)^{0,8} \left(\frac{12,7}{14,0} \right)^{0,2} 2556 \cdot 0,59}{11,42 \cdot 1,26 \cdot 12,7 \cdot 0,55 \cdot 0,82 \cdot 1,25 \cdot 1} = 209 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \cdot 1,0 = 225 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Здесь $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5} = (0,707)^{1,5} = 0,59$ – коэффициент, учитывающий повышение прочности узла с уменьшением угла α ($\alpha < 90^\circ$);

$k_p = 1,0$ – коэффициент, учитывающий знак продольной силы в примыкающем стержне.

Проверяем прочность пояса в зоне растянутого раскоса (е-ж)

$$\frac{D_d}{D_f} = \frac{89}{140} = 0,64;$$

$$k_\gamma = \frac{1,56}{0,64(5 - 4 \cdot 0,64)} = 1,0;$$

$$k_\phi = 1 - \frac{1982,5}{2556,1} (0,5 - 2 \cdot 0,18) = 0,89,$$

$$k_\alpha = 0,59,$$

$$k_p = 1,9 - 0,9 \frac{D_d}{D_f} = 1,9 - 0,9 \frac{89}{140} = 1,33,$$

$$\sigma_f = \frac{\left(\frac{14,0}{0,55}\right)^{0,8} \left(\frac{8,9}{14,0}\right)^{0,2} 1982,5 \cdot 0,59}{11,42 \cdot 1,0 \cdot 8,9 \cdot 0,45 \cdot 0,89 \cdot 1,24 \cdot 1} = 208 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}.$$

Прочность в зоне растянутого раскоса обеспечена.

Проверяем прочность узла в зоне примыкания столика. Вычисляем коэффициенты

$$\alpha = 90^\circ, \quad \frac{D_d}{D_f} = 1,0,$$

$$k_\gamma = \left(\frac{D_d}{D_f}\right) \arcsin\left(\frac{D_d}{D_f}\right) = 1 \arcsin 1 = \frac{\pi}{2}.$$

$k_\phi = 1$ – для Т-образного узла, в том случае, когда $k_\phi = 1,5 - 2 \frac{c}{D_f}$

(при $c \geq 20$ мм), $k_\alpha = 1$, $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5}$.

Прочность пояса проверяется по формуле

$$\sigma_f = \frac{\left(\frac{D_f}{t_f}\right)^{0,8} \left(\frac{t_d}{t_f}\right) k_\alpha F_{q+p}}{2k_\phi k_p k_\gamma A_d} = \frac{\left(\frac{14,0}{0,55}\right)^{0,8} \left(\frac{0,55}{0,55}\right) 1(282,3 + 239,4)}{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{3,14}{2} \cdot 23,2} =$$

$$= 95,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Здесь $k_p = 1$ при $N_d < 0$. В ином случае при $N_d \geq 0$ $k_p = 1,6(1 - 0,3 D_d/D_f)$.

Остальные промежуточные узлы фермы из труб рассчитываются аналогично расчету узла 5.

6) Проверка жесткости фермы.

Определяем прогиб фермы по формуле Мора

$$f = \sum \frac{\bar{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i = \frac{1}{206 \cdot 10} \left[2 \left(2 \frac{1,1 \cdot 3286,8}{23,2} \cdot 3 + \frac{1,6 \cdot 4121,5}{23,2} \cdot 3 + \right. \right.$$

$$+ \frac{0,5 \cdot 1878,1}{21} \cdot 5,8 + \frac{1,6 \cdot 4121,5}{21} \cdot 3 + \frac{2,1 \cdot 4382,3}{21} \cdot 3 + \frac{0,7 \cdot 2256,1}{21} \cdot 4,03 +$$

$$+ \frac{0,8 \cdot 1982,5}{11,9} \cdot 4,17 + \frac{0,8 \cdot 1199,9}{12,3} \cdot 4,17 +$$

$$\left. \left. + \frac{0,8 \cdot 595}{11,9} \cdot 4,17 + \frac{0,5 \cdot 380,6}{5,9} \cdot 2,9 \right) \right] = 5,6 \text{ см}.$$

Усредненное значение γ_f

$$\gamma_f = \frac{q_n + p_s}{q_n^n + p_s^n} = \frac{50,5}{41,6} \approx 1,2.$$

Проверяем жесткость конструкции исходя из эстетико-психологического требования. Прогиб вычисляется от нормативной постоянной и длительной нагрузок ($q_n^n + 0,3 p_s^n$)

$$f_n = \frac{f}{\gamma_f} \frac{(q_n^n + 0,3 p_s^n)}{q_n^n + 0,3 p_s^n} = \frac{5,6}{1,2} \frac{13,8 + 0,3 \cdot 10}{13,8 + 10} =$$

$$= 3,3 \text{ см} < f_n = \frac{l}{250} = \frac{2360}{250} = 9,4 \text{ см}.$$

Условие жесткости выполняется.

Строительный подъем фермы согласно [28, п.13,7]

$$f_0 = \frac{f}{\gamma_f} + \frac{l}{200} = \frac{5,6}{1,2} + \frac{2360}{200} = 16,5 \text{ см}.$$

Предельное значение строительного подъема при уклоне верхнего пояса фермы $i=1,5\%$

$$[f_0] = \frac{l}{2} \cdot 0,015 = \frac{2360}{2} \cdot 0,015 = 17,7 > f_0 = 16,5 \text{ см.}$$

Условие соблюдается.

Пример 6

Расчет и конструирование стропильной фермы из гнутосварных профилей

1. Исходные данные

Пролет фермы – 18 м.

Шаг ферм – 6 м.

Очертание решетки – фермы с параллельными поясами высотой по наружным граням поясов 2000 мм. Уклон верхнего пояса 1,5 %. Опираение на колонны – шарнирное. Состав кровли и место строительства см. пример 5.

Класс ответственности здания – II.

Материал конструкций: гнутосварные профили по ТУ 36-2287-80 – сталь С255 по ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа сварочной проволокой марки СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром $d=2$ мм.

Ферма не подвержена непосредственному действию динамических нагрузок.

2. Статический расчет фермы

Расчетная узловая сила на ферму (см. пример 5)

– от постоянной нагрузки

$$P_n = 282,3 \text{ гН};$$

– от снеговой нагрузки

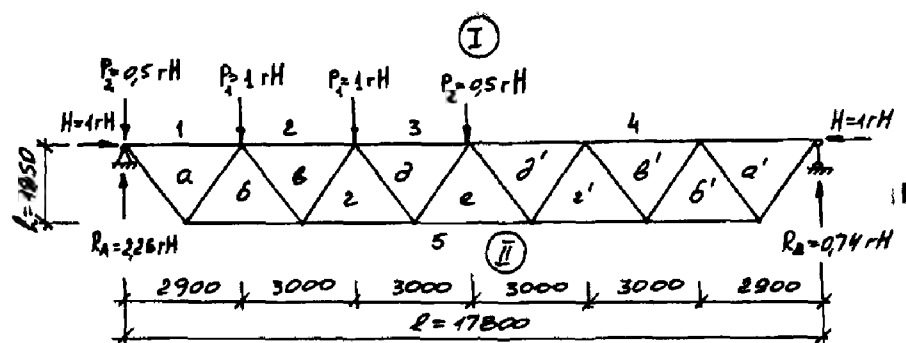
$$P_s = 239,4 \text{ гН.}$$

Горизонтальную рамную нагрузку условно принимаем

$$P_p = 800 \text{ гН.}$$

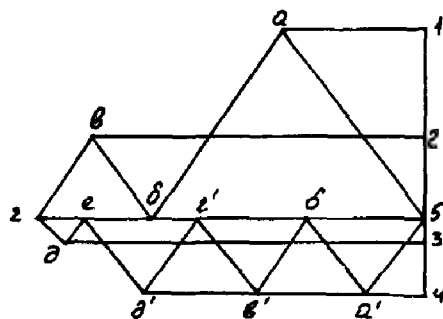
Усилия в элементах фермы определяем способом построения диаграммы Максвелла-Кремоны (рис. 49).

Результаты статического расчета заносим в табл.25.



a)

Масштаб:
1 см = 0,5 rH



б)

I
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

Рис.49. Диаграмма усилий в стропильной ферме (пример 6):
а - от единичной вертикальной нагрузки;
б - от единичной горизонтальной нагрузки

Таблица 25

Расчетные продольные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от единичной нагрузки $P=1$ гН			Усилия от постоянной нагрузки $P_n=282,3$, гН	Усилия от снеговой нагрузки $P_s=410,4$ гН			Усилие от единичной силы $H=1$ гН	Усилие от сжимающей силы $P_p=800$ гН	Расчетные усилия, гН	
		слева	справа	с двух сторон		слева	справа	с двух сторон			сжатие	растяжение
Верхний пояс	а-1	-1,4	-0,6	-2,0	-564,6	-335,2	-143,6	-478,8	-1	-800	-1843,4	-
	б-г	-3,3	-1,6	-4,9	-1383,3	-790,0	-383,1	-1173,1	-1	-800	-3356,4	-
	д-3	-3,5	-2,8	-6,3	-1778,5	-837,9	-670,3	-1508,2	-1	-800	-4086,7	-
Нижний пояс	б-5	2,7	1,2	3,9	1101	646,4	287,3	933,7	0	0	-	2034,7
	г-5	3,8	2,2	6,0	1693,8	909,7	526,7	1436,4	0	0	-	3130,2
	е-5	3,3	3,3	6,6	1863,2	790	790	1580	0	0	-	3443,2
Раскосы	а-5	2,3	0,9	3,2	903,4	550,6	215,5	766,1	0	0	-	1669,5
	а-6	-2,2	-0,9	-3,1	-875,1	-526,6	-215,5	-742,1	0	0	-1617,2	-
	б-в	0,9	0,9	1,8	508,1	215,5	215,5	431,0	0	0	-	939,1
	в-г	-0,9	-0,9	-1,8	-508,1	-215,5	-215,5	-431,0	0	0	-939,1	-
	г-д	-0,4	0,9	0,5	141,2	215,5	215,5	119,7	0	0	-	356,7
	д-е	0,4	-0,9	-0,5	-141,2	-215,5	-215,5	-119,7	0	0	-356,7	-

3. Подбор сечений стержней фермы

Как отмечалось в теоретической части, при расчете поясов рекомендуется учитывать повышение прочности из-за наклепа, которое принимается во внимание при соблюдении некоторых определенных условий изготовления профиля. В примере 6 данным положением условно пренебрегаем.

Подбор сечений верхнего сжатого пояса.

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине фермы. ГСП применяется прямоугольного сечения и рассчитывается на усилие

$$N_{д-3}=4086,7 \text{ гН.}$$

Предварительно задаемся коэффициентом $\varphi=0,7$. Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{д-3}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{4086,7}{0,7 \cdot 240 \cdot 1} = 24,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем профиль сечением Гн. □ 160×120×5

$$A=26,4 \text{ см}^2; i_x=6,04 \text{ см}; i_y=4,84 \text{ см.}$$

Значение $\frac{D_b}{t} = \frac{160}{5} = 32 < 45$ не превышает предельную величину.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{6,04} = 49,7;$$

$$\varphi_x=0,85;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{4,84} = 62;$$

$$\varphi_y=0,79.$$

Предельные гибкости

$$\alpha_x = \frac{N_{д-3}}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{4086,7}{0,85 \cdot 26,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,76;$$

$$[\lambda]_x = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,76 = 134,5 > \lambda_x = 49,7;$$

$$\alpha_y = \frac{N_{д-3}}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{4086,7}{0,79 \cdot 26,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,82.$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,82 = 131,0 > \lambda_y = 62.$$

Условие соблюдается.

Проверка устойчивости стержня

$$\sigma = \frac{N_{д-3}}{\varphi A} = \frac{4086,7}{0,79 \cdot 26,4} = 196 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем гибкость стенки

$$\begin{aligned} \frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} &= \frac{160 - 4 \cdot 5}{5} = 28 < \left[\frac{h_{ef}}{t} \right] = 1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= 1,29 \sqrt{\frac{206 \cdot 10^3}{240}} = 37,8. \end{aligned}$$

Условие выполняется, поэтому при расчете пояса во внимание принимается полная площадь сечения A .

Подбор сечения нижнего растянутого пояса. Нижний пояс проектируем без применения сечения по всей длине. ГСП принимаем квадратного сечения и рассчитываем на усилие $N_{e-5} = 3443,2$ гН.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{3443,2}{240 \cdot 0,95} = 15,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем профиль сечением Гн. □ 120×4

$A = 18,2 \text{ см}^2$; $i_x = 4,71 \text{ см}$; $i_y = 4,71 \text{ см}$.

Проверяем условие $\frac{D_b}{t} = \frac{120}{4} = 30 < 45$.

Условие соблюдается.

Проверяем гибкость стержня

$$\begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} &= \frac{300}{4,71} = 63,7 < [\lambda]_x = 400, \\ \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} &= \frac{750}{4,71} = 159,2 < [\lambda]_y = 400. \end{aligned}$$

Проверка прочности сечения на растяжение

$$\sigma = \frac{N_{e-5}}{A} = \frac{3443,2}{18,2} = 189,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Проверяем гибкость стенки

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{120 - 4 \cdot 4}{4} = 26 < \left[\frac{h_{ef}}{t} \right] = 37,8.$$

Условие удовлетворяется.

Проверяем условие применения шарнирной расчетной схемы при выполнении статического расчета согласно [28, п.13,8]:

– для верхнего пояса

$$\frac{D_b}{l_0} = \frac{16,0}{300} = \frac{1}{18,8} < \frac{1}{10};$$

– для нижнего пояса

$$\frac{D_b}{l_0} = \frac{12,0}{300} = \frac{1}{25} < \frac{1}{10}.$$

Расчет фермы допускается выполнять по шарнирной схеме.

Допустимая относительная расцентровка:

– для верхнего пояса

$$e = 0,25h = 0,25 \cdot 16 = 4,0 \text{ см};$$

– для нижнего пояса

$$e = 0,25h = 0,25 \cdot 12 = 3,0 \text{ см}.$$

Подбор сечений сжатых раскосов производится по методике, приведенной для сжатого пояса, а растянутых раскосов - по методике, приведенной для растянутого пояса. Расчет следует вести с учетом обеспечения местной устойчивости стенок квадратного ГСП (см. п.4,6,2).

Результаты подбора поперечных сечений стержней приведены в табл.26.

Проверяем выполнение конструктивных условий.

Для раскосов из Гн.□ 80×3

$$d = 80 \text{ мм} < D - 2(t + t_d) = 120 - 2(5 + 3) = 104 \text{ мм};$$

$$d = 80 \text{ мм} > 0,6D = 0,6 \cdot 120 = 72 \text{ мм}.$$

Для раскосов из Гн.□ 100×4

$$d = 100 \text{ мм} < 104 \text{ мм};$$

$$d = 100 \text{ мм} > 72 \text{ мм}.$$

Условия соблюдаются.

Таблица 26

Таблица расчета сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N , кН	Наименование стали по ГОСТ 27772-88*	Сечение	Площадь A , см ²	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		γ_c	Проверка сечений, МПа	
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y		$\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$, МПа	прочности $\frac{N}{\phi A} \leq R_y \gamma_c$, МПа
Верхний пояс	а-1	-1843,4	С255	Гн. □ 160×120×5	26,4	290		6,04	4,84	48	60	1	-	87,3<240
	в-г	-3356,4				300		6,04	4,84	49,7	62	1	-	161<240
	д-3	-4086,7				300		6,04	4,84	49,7	62	1	-	196<240
Нижний пояс	б-5	2034,7	С255	Гн. □ 120×4	18,2	300		4,71	4,71	63,7	159,2	0,95	111,8<228	-
	г-5	3130,2				300		4,71	4,71	63,7	159,2	0,95	172<228	-
	е-5	3443,2				300		4,71	4,71	63,7	159,2	0,95	189,2<228	-
	а-5	1669,5				300		3,89	3,89	51,4	59,7	0,95	111,3<228	-
Раскосы	а-6	-1617,2	С255	Гн. □ 100×4	15	232		3,89	3,89	59,7	61,2	1,0	-	134,8<240
	б-в	939,1				214		3,89	3,89	55	61,2	0,95	62,6<228	-
	в-г	-939,1				214		3,89	3,89	55	61,2	1,0	-	78,3<240
	г-д	356,7				214		3,12	3,12	68,6	76,3	0,95	39,6<228	-
	д-е	-356,7				214		3,12	3,12	68,6	76,3	1,0	-	56,6<240

Примечание. Профили раскосов а-5, а-6, б-в, в-г приняты по расчету сварных соединений с поясами, а также из условия однородности размеров сечений.

4. Расчет сварных швов прикрепления стержней фермы

Сварные швы в зависимости от конструкции соединения делим на два вида:

– угловые швы верхнего и нижнего поясов для прикрепления к фланцам;

– соединения решетки впритык к поясам.

В [12, п.15.14] даны формулы для расчета сварных швов прикрепления решетки к поясам. Сварные швы, которые делаются с полным проваром стенки сечения стержня, а также при наличии установочного зазора, равного $(0,5-0,7)t_d$, рассчитываются как стыковые. В соответствии с [12, п.15.25] заводские стыки элементов следует выполнять встык на остающейся подкладке. Применение в растянутых элементах сварных стыковых швов с напряжением более $0,9 R_y$ не рекомендуется.

Выполняем расчет швов. Верхний сжатый пояс (стержень д-3)

Сварные швы угловые без разделки кромок сечения поясов. Вид сварки и применяемые сварочные материалы аналогичны приведенным в примере 5.

Для верхнего пояса принимается условие расчета соединения по металлу границы сплавления (см. пример 5).

$$\beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = 193,5 \text{ МПа} > \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} = 174,8 \text{ МПа.}$$

Проверяем прочность шва по формуле

$$\sigma_w = \frac{N_{ст}}{l_w K_f} = \frac{4311}{55 \cdot 0,6} = 130,6 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{wz} R_{wz} \gamma_c = 174,8 \text{ МПа,}$$

где $N_{ст}$ – усилие в стыке

$$N_{ст} = N_{д-3} + N_{д-е} \cos \alpha = 4086,3 + 356,7 \cos 51^\circ = 4311 \text{ гН.}$$

$$l_w = 2(D_b + D) - 1 = 2(16 + 12) - 1 = 55 \text{ см;}$$

$$\gamma_c = 1.$$

Прочность шва обеспечена.

Стержень а-1.

Нормальные напряжения в сварном шве, соединяющем верхний пояс с фланцем

$$\sigma_w = \frac{P_p}{l_w K_f} = \frac{800}{55 \cdot 0,6} = 24,3 \text{ МПа.}$$

Касательные напряжения в сварном шве

$$\tau_w = \frac{R_A}{l_w K_f} = \frac{1547,7}{55 \cdot 0,6} = 46,9 \text{ МПа.}$$

Прочность шва по приведенным напряжениям

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{24,3^2 + 3 \cdot 46,9^2} = 84,8 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} \gamma_c = 174,8 \text{ МПа.}$$

Прочность сварного шва обеспечена. Нижний растянутый пояс (стержень е-5)

Проверяем прочность сварного шва, соединяющего нижний пояс с фланцем по двум сечениям (в первом приближении длиной швов, примыкающих ребер жесткости пренебрегаем):

– по металлу шва

$$\sigma_{\omega} = \frac{N_{e-5}}{(K_f + 2 \text{ мм}) l_{\omega}} = \frac{3443,2}{(0,5 + 0,2) \cdot 47} = 104,7 \text{ МПа} < \beta_f \gamma_{\omega f} R_{\omega f} \gamma_c = 0,9 \cdot 1 \cdot 215 \cdot 1 = 193,5 \text{ МПа,}$$

где $l_{\omega} = 2(D_b + D) - 1 \text{ см} = 2(12 + 12) - 1 = 47 \text{ см};$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_{\omega} = \frac{N_{e-5}}{K_f l_{\omega}} = \frac{3443,2}{0,5 \cdot 47} = 146,5 \text{ МПа} < \beta_z \gamma_{\omega z} R_{\omega z} \gamma_c = 1,05 \cdot 1 \cdot 171 \cdot 1 = 179,6 \text{ МПа,}$$

где $R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 380 = 171 \text{ МПа}$ – для стали С255 (материал ГСП).

Прочность шва обеспечена.

Проверяем фланец на отрыв в околошовной зоне

$$\sigma_z = \frac{N_{e-5}}{1,4 \beta_f K_f l_{\omega}} = \frac{3443,2}{1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 47} = 116,3 \text{ МПа} < R_{th} \gamma_c = 255 \cdot 1 = 225 \text{ МПа,}$$

где $R_{th} = 0,5 R_u = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ МПа.}$

Условие прочности соблюдается.

Растянутый раскос а-5.

По расчету на прочность принят профиль Гн□ 100×4.

Длина продольных швов

$$b = \frac{d_b}{\sin \alpha} = \frac{100}{\sin 51^\circ} = 130 \text{ мм,}$$

где $\alpha = \arctg \frac{1,85}{1,5} = 51^\circ.$

Отношение величин

$$\frac{c}{b} = \frac{2}{13} = 0,15 < 0,25.$$

Расчетная длина швов

$$l_w = 2b + d = 2 \cdot 13 + 10 = 36 \text{ см.}$$

Нормальное напряжение

$$\sigma_w = \frac{N_{a-5} \sin \alpha}{t_\alpha l_w} = \frac{1669,5 \sin 51^\circ}{0,4 \cdot 36} = 90,1 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c =$$
$$= 204 \cdot 0,95 = 193,8 \text{ МПа,}$$

где $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа}$.

Условие выполняется.

Касательное напряжение

$$\tau_w = \frac{N_{a-5} \cos \alpha}{t_\alpha l_w} = \frac{1669,5 \cos 51^\circ}{0,4 \cdot 34} = 77,3 \text{ МПа} < R_{ws} \gamma_c =$$
$$= 144,3 \cdot 0,95 = 137,0 \text{ МПа,}$$

где

$$R_{ws} = R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \frac{255}{1,025} = 144,3 \text{ МПа.}$$

Условие удовлетворяется.

Приведенное напряжение

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{90,4^2 + 3 \cdot 77,3^2} = 164,4 \text{ МПа} < 1,15 R_{wy} \gamma_c =$$
$$= 1,15 \cdot 204 \cdot 0,95 = 222,9 \text{ МПа.}$$

Условие соблюдается.

Растянутый раскос г-д. (Гн. □ 80×3).

Длина продольных швов

$$b = \frac{d_b}{\sin \alpha} = \frac{80}{\sin 51^\circ} = 100 \text{ мм.}$$

Отношение величин

$$\frac{c}{b} = \frac{2}{10} = 0,2 < 0,25.$$

Расчетная длина швов

$$l_w = 2b + d = 2 \cdot 10 + 8 = 28 \text{ см.}$$

Проверяем прочность сварных швов:

по нормальным напряжениям

$$\sigma_w = \frac{N_{г-д} \sin \alpha}{t_\alpha l_w} = \frac{356,7 \sin 51^\circ}{0,3 \cdot 28} = 33,0 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c =$$

$$= 204 \cdot 0,95 = 195,8 \text{ МПа};$$

по касательным напряжениям

$$\tau_w = \frac{N_{г-д} \cos \alpha}{t_\alpha l_w} = \frac{356,7 \cos 51^\circ}{0,3 \cdot 28} = 26,7 \text{ МПа} < R_{ws} \gamma_c =$$

$$= 144,3 \cdot 0,95 = 137,0 \text{ МПа};$$

по приведенным напряжениям

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{33^2 + 3 \cdot 26,7^2} = 56,8 \text{ МПа} < 1,15 R_{wy} \gamma_c =$$

$$= 1,15 \cdot 204 \cdot 0,95 = 222,9 \text{ МПа}.$$

Прочность швов обеспечена.

5. Проектирование узлов фермы

Расчет опорного и монтажных узлов стропильной фермы (рис.50,51) аналогичен расчету, рассмотренному в примере 5, поэтому вычисления в данном случае опускаем. Выполняем конструирование промежуточных узлов (рис.52).

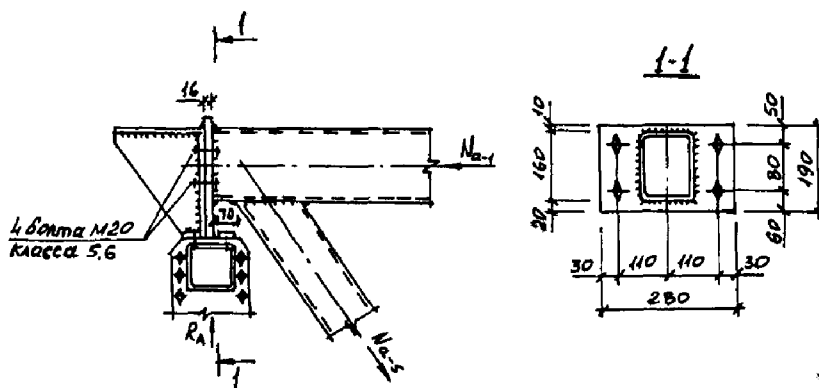


Рис.50. Шарнирное опирание фермы из ГСП на колонну крайнего ряда (пример 6)

Узел 4

При проектировании примыкания раскосов к поясу фермы пересечение их осей смещается с оси пояса на величину e . Это делается с целью выполнения требуемого зазора между "носками" раскосов. Изгибающий момент, возникающий от внецентренного приложения нагрузки допускается не учитывать при величине эксцентриситета e не более 0,25 высоты сечения пояса.

Проверим прочность узла фермы. Величину углов наклона раскосов принимаем равной $\alpha=51^\circ$. Определяем проекции высот раскосов на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin \alpha} = \frac{100}{\sin 51^\circ} = 130 \text{ мм};$$

$$b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin \alpha} = \frac{100}{\sin 51^\circ} = 130 \text{ мм}.$$

Величина зазора между полками раскосов $2c=20$ мм.

$$\frac{c}{b_2} = \frac{10}{130} = 0,1 < 0,25.$$

$$\frac{d_1}{D} = \frac{d_2}{D} = \frac{100}{120} = 0,83 < 0,9;$$

Определяем несущую способность:

– для сжатого раскоса

$$P_0 = \frac{R_y t_{d1}^2 (b_1 + c + \sqrt{2Df_1})}{f_1 \left(0,4 + 1,8 \frac{c}{b_1} \right)} = \frac{240 \cdot 0,4^2 (13 + 1 + \sqrt{2 \cdot 12 \cdot 1})}{1,0 \left(0,4 + 1,8 \frac{1}{13} \right)} = 1347,7 \text{ гН},$$

$$\text{где } f_1 = \frac{D - d_1}{2} = \frac{120 - 100}{2} = 10 \text{ см};$$

– для растянутого раскоса аналогично $P_0=1347,7$ гН.

Несущая способность узла считается обеспеченной для каждого элемента, рассчитываемого отдельно, если выполняются условия

$$\frac{P'}{P_0} \leq \gamma_c \gamma_v,$$

где P' – проекция усилия в примыкающем к поясу элементе (раскосу или стойке), но перпендикулярная к его оси:

$$P' = N_\alpha \sin \alpha;$$

γ_v — коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния пояса; $\gamma_v = 1$ при растяжении или при сжатии, если соблюдается условие

$$\left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| \leq 0,5$$

$$\gamma_v = 1,5 - \left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| \text{ при } \left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| > 0,5$$

здесь $\sigma_f = \frac{N_f}{A_f}$;

N_d, N_f — усилия соответственно в раскосе (стойке) и поясе.

Несущая способность стержня а-б на продавливание (так как раскос сжат)

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{1843,4}{26,4} = 69,8 \text{ МПа}$$

$$\left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| = \frac{69,8}{240} = 0,29 < 0,5$$

поэтому $\gamma_v = 1$

$$P' = N_d \cdot \sin \alpha = 1617,2 \cdot \sin 51^\circ = 1256,8 \text{ рН};$$

$$\frac{P'}{P_0} = \frac{1256,8}{1347,7} = 0,93 < \gamma_c \gamma_v = 1 \cdot 1 = 1.$$

Условие выполняется.

Несущая способность стержня б-в на вырывание (так как раскос растянут)

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{3356,4}{26,4} = 127,1 \text{ МПа};$$

$$\left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| = \frac{127,1}{240} = 0,53 > 0,5;$$

$$\gamma_v = 1,5 - 0,53 = 0,97;$$

$$P' = 939,1 \sin 51^\circ = 729,8 \text{ рН};$$

$$\frac{P_1}{P_o} = \frac{729,8}{1347,7} = 0,54 < \gamma_c \gamma_v = 1,15 \cdot 0,97 = 1,12.$$

Прочность грани пояса обеспечена.

Выполняем проверку местной устойчивости боковых граней пояса под сжатым раскосом.

При соотношении $\frac{D_b}{t} = \frac{160}{5} = 32.$

Коэффициент $K=1$ по [12, рис. 26], тогда

$$K\gamma_v R_y \gamma_c = 1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{P'}{2tb_1} = \frac{1256,8}{2 \cdot 0,5 \cdot 13} = 96,6 \text{ МПа} < K\gamma_v R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Устойчивость боковых граней пояса обеспечена. Производим проверку боковых граней ("щек") сжатого раскоса на устойчивость

$$\frac{d_b}{t_d} = \frac{100}{4} = 25.$$

Коэффициент $K=1$.

Коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений при $\alpha=40\dots 50^\circ$ и

$$\frac{c_1}{b_1} = \frac{1}{13} = 0,077 < 0,25;$$

$$\xi = \frac{1}{1 + 0,013 \frac{D}{t}} = \frac{1}{1 + 0,013 \frac{120}{5}} = 0,76;$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_d}{A_d} = \frac{1617,2}{15} = 107,8 \text{ МПа} < \xi R_y \gamma_c K = \\ &= 0,76 \cdot 240 \cdot 1 \cdot 1 = 182,4 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Условие местной устойчивости "щек" раскоса обеспечена.

Аналогично можно проверить местную устойчивость боковых граней растянутого раскоса, принимая $K=1$, а коэффициент ξ увеличивается в 1,15 раза. Остальные промежуточные узлы рассчитываются по типу узла 4.

6. Расчет жесткости конструкции

Определение прогиба выполняется по аналогии расчета, приведенного в примере 5. Поэтому данные вычисления опускаем.

Пример 7

Расчет и конструирование стропильной прутковой фермы

1. Исходные данные

Пролет фермы – 15 м.

Шаг ферм – 4,0 м.

Очертание решетки – ферма с параллельными поясами высотой по осям профилей поясов

$$h = \frac{l}{15} = \frac{15}{15} = 1,0 \text{ м.}$$

Покрытие выполнено из трехслойных плит с утеплителем из заливочного пенополиуретана ($\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$). Плиты укладываются непосредственно на верхний пояс ферм (без прогонов).

Место строительства – г. Орел.

Класс ответственности здания – II.

Материалы конструкции: верхний и нижний пояса – сталь С245 по ГОСТ 27772-88, раскосы – из стержневой горячекатанной арматуры класса АІ по ГОСТ 5781-82*.

Сварка ручная электродами Э42 по ГОСТ 9467-75*. Фермы работают на статическую нагрузку.

2. Статический расчет фермы

Выполняем в табличной форме сбор нагрузок, действующих на прутковую ферму (табл.27).

Полная погонная нагрузка с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ (для II класса ответственности)

– нормативная

$$q_n = q'_n B \gamma_n = 13,9 \cdot 4 \cdot 0,95 = 52,8 \text{ гН/м};$$

– расчетная

$$q = q' B \gamma_n = 20,3 \cdot 4 \cdot 0,95 = 77,2 \text{ гН/м.}$$

Определяем расчетные усилия в стержнях фермы.

Продольные усилия в поясах фермы

– в верхнем поясе:

$$N_{\text{вп}} = -\frac{ql^2}{8h} = -\frac{77,2 \cdot 15^2}{8 \cdot 1} = -2171,3 \text{ гН};$$

– в нижнем поясе

$$N_{\text{нп}} = -N_{\text{вп}} = 2171,3 \text{ гН};$$

Таблица 27

Нагрузки, действующие на ферму

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, гН/м ²
Постоянные нагрузки:				
1	Собственная масса трех- слойных плит покрытия с эффективным утепли- телем с учетом эле- ментов крепления (ори- ентировочно)	3,2	1,1	3,5
2	Собственная масса фер- мы со связями (ориен- тировано)	0,7	1,05	0,8
	Итого	3,9	-	4,3
Временные нагрузки				
	Снеговая нагрузка для III снегового района	10,0	1,6	16,0
	Полная нагрузка	13,9	-	20,3

В табл.27 для снеговой нагрузки коэффициент $\gamma_f=1,6$ при отношении величин

$$\frac{q_n^H}{p_s^H} = \frac{3,9}{10,0} = 0,39 < 0,8.$$

Максимальное продольное усилие во втором (восходящем) раскосе согласно [8, стр.43]

$$N_{p2} = -0,45ql = -0,45 \cdot 77,2 \cdot 15 = -521,1 \text{ гН}.$$

Усилие сдвига в узле примыкания раскосов к верхнему поясу

$$S = 0,6ql = 0,6 \cdot 77,2 \cdot 15 = 694,8 \text{ гН}.$$

3. Расчет сечений стержней фермы

а) Верхний пояс

Сечение работает на сжатие с изгибом.

Предварительно принимаем высоту стенки сечения верхнего пояса

$$h_w = \frac{l_n}{18} = \frac{225}{18} = 12,5 \text{ см},$$

где l_n – расчетная длина панели

$$l_n = 0,15 \cdot l = 0,15 \cdot 1500 = 225 \text{ см.}$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = 0,4 \frac{l}{h_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 0,4 \frac{1500}{12,5} \sqrt{\frac{240}{206 \cdot 10^3}} = 1,64.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \left(0,09 + 0,0003 \frac{h}{h_w} \right) \frac{h}{h_w} = \left(0,09 + 0,0003 \frac{100}{12,5} \right) \frac{100}{12,5} = 0,74.$$

По [28, табл.74] находим $\varphi_e = 0,63$

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N_{bn}}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{2171,3}{0,63 \cdot 240 \cdot 0,95} = 15,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем тавр 11,5БТ1 по ГОСТ 26020-83, геометрические характеристики сечения которого

$$A = 16,45 \text{ см}^2; \quad i_x = 3,37 \text{ см}; \quad i_y = 2,47 \text{ см}.$$

$$W_{x,\max} = \frac{J_x}{z_0} = \frac{180}{2,25} = 80 \text{ см}^3;$$

$$W_{x,\min} = \frac{J_x}{h_t - z_0} = \frac{180}{11,5 - 2,25} = 19,4 \text{ см}^3.$$

Выполняем проверку принятого сечения на устойчивость.

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{h_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{3,31} \sqrt{\frac{240}{206 \cdot 10^3}} = 1,86,$$

где $l_{ef,x}$ – расчетная длина верхнего пояса относительно оси $x-x$:

$$l_{ef,x} = 0,12l = 0,12 \cdot 1500 = 180 \text{ см.}$$

Относительный эксцентриситет

$$m = e \frac{A}{W_{x,\max}} = 1,6 \frac{16,45}{80} = 0,33,$$

где e – эксцентриситет приложения силы $N_{вп}$:

$$e = 0,016 \cdot h = 0,016 \cdot 100 = 1,6 \text{ см}.$$

Вычисляем соотношение площадей сечения полки и стенки

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{bt}{A - bt} = \frac{11 \cdot 0,9}{16,45 - 11 \cdot 0,9} = 1,51.$$

По [28, табл.73] вычисляем коэффициент влияния формы сечения

$$\eta = 2 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda} = 2 + 0,25 \cdot 0,33 + 0,1 \cdot 2,14 = 2,30.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = m\eta = 0,33 \cdot 2,3 = 0,76.$$

По [28, табл.24] определяем $\varphi_e = 0,59$.

Нормальное напряжение в верхнем поясе

$$\sigma = \frac{N_{вп}}{\varphi_e A} = \frac{2171,3}{0,59 \cdot 16,45} = 223,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

Предполагая, что плиты покрытия, прикрепляемые по углам не обеспечивают устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы, вычисляем шаг постановки связей из проволоки $d=6$ мм.

Требуемый коэффициент продольного изгиба из плоскости фермы

$$\varphi_{y,тр} = \frac{N_{вп}}{A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{2171,1}{16,45 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,58.$$

По [28, табл.72] находим $\lambda_y = 94$.

Предельная гибкость верхнего пояса

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 1 = 120 > \lambda_y = 94,$$

где

$$\alpha = \frac{N_{вп}}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{2171,3}{0,58 \cdot 16,45 \cdot 240 \cdot 0,95} \approx 1,0.$$

Требуемая расчетная длина верхнего пояса

$$l_{efy} = \lambda_y \cdot i_y = 94 \cdot 2,47 = 232,2 \text{ см} > l_n = 225 \text{ см}.$$

Принимаем шаг расстановки связей 225 см, т.е в узлах верхнего пояса.

Проверяем местную устойчивость стенок тавра

$$\begin{aligned} \frac{h_{w,ef}}{d} &= \frac{9,4}{0,56} = 16,8 < (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b}{h_{w,ef}}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= (0,4 + 0,07 \cdot 1,86) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{11}{9,4}} \right) \sqrt{\frac{206 \cdot 10^3}{240}} = 19,1, \end{aligned}$$

где $h_{w,ef}$ – эффективная высота стенки:

$$h_{\omega,ef} = h - t - R = 11,5 - 0,9 - 1,2 = 9,4.$$

Вышеприведенная формула справедлива при

$$0,8 \leq \bar{\lambda} = 1,86 \leq 4 \quad \text{и} \quad \frac{b}{h_{\omega,ef}} = \frac{11}{9,4} = 1,17 < 2.$$

Местная устойчивость стенки обеспечена.

б) Нижний пояс.

Требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N_{нп}}{R_y \gamma_c} = \frac{2171,3}{240 \cdot 0,95} = 9,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\angle 75 \times 7$, $A = 10,1 \text{ см}^2$, $i_{x0} = 2,89 \text{ см}$.

Предельная гибкость $[\lambda] = 400$.

Определяем шаг растяжек из проволоки $d = 6 \text{ мм}$.

$$l_{ef,x} = [\lambda] i_{x0} = 400 \cdot 2,89 = 1156 \text{ см}.$$

Принимаем одну распорку по нижнему поясу фермы в середине пролета.

в) Раскосы.

Сечение раскосов принимаем по максимальному сжимающему усилию $N_p = 521,1 \text{ кН}$.

Предельная гибкость сжатого раскоса

$[\lambda] = 210 - 60\alpha$, для расчета принимаем $[\lambda] = 150$.

Минимально допустимое значение диаметра стержней раскосов

$$d = \frac{e}{470} = \frac{1500}{470} = 3,2 \text{ см}.$$

Принимаем $d = 36 \text{ мм}$, $A = 10,18 \text{ см}^2$.

Гибкость стержня

$$\lambda = 4 \frac{l_{ef,x}}{d} = 4 \frac{120}{3,6} = 133,$$

где $l_{ef,x}$ – расчетная длина раскоса:

$$l_{ef,x} = 0,08e = 0,08 \cdot 1500 = 120 \text{ см}.$$

Коэффициент продольного изгиба по [28, табл.72] $\varphi = 0,35$.

Определяем предельную гибкость сжатого раскоса

$$[\lambda] = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,68 = 169 > \lambda = 133,$$

где

$$\alpha = \frac{N_p}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{521,1}{0,35 \cdot 10,18 \cdot 225 \cdot 0,95} \approx 0,68.$$

Проверяем устойчивость сжатого раскоса

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} = \frac{521,1}{0,35 \cdot 10,18} = 146,3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 225 \cdot 0,95 = 213,8 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

4. Расчет и конструирование узлов фермы

Опорный узел (рис. 53).

Опорная реакция.

$$R_A = \frac{qe}{2} = \frac{77,2 \cdot 18}{2} = 579 \text{ гН}.$$

Усилие в нижнем поясе фермы

$$N'_{np} = 0,85 \cdot N_{np} = 0,85 \cdot 2171,3 = 1845,6 \text{ гН}.$$

Определяем требуемую длину сварных швов крепления нижнего пояса к верхнему

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{N'_{np}}{2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \\ &= \frac{1845,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 19,3 \text{ см} \approx 20 \text{ см}. \end{aligned}$$

Прутковая ферма опирается на кирпичную стену через опорный уголок $\angle 100 \times 8$ и крепится к ней на двух болтах М20, диаметр которых принимается конструктивно.

Определяем длину сварных швов соединения фермы с опорным уголком

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{R_A}{2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \\ &= \frac{579}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 7 \text{ см}. \end{aligned}$$

Промежуточные узлы примыкания решетки к поясам.

Вычисляем требуемую длину сварного шва крепления круглого стержня к поясам.

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{S}{2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \\ &= \frac{694,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 8 \text{ см}. \end{aligned}$$

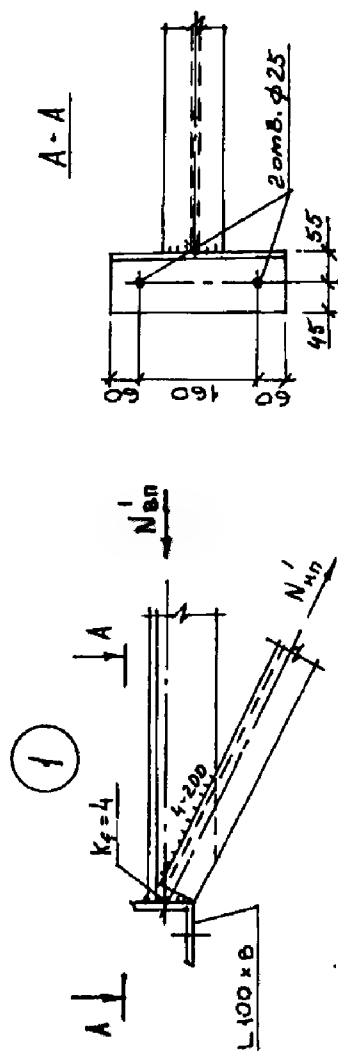
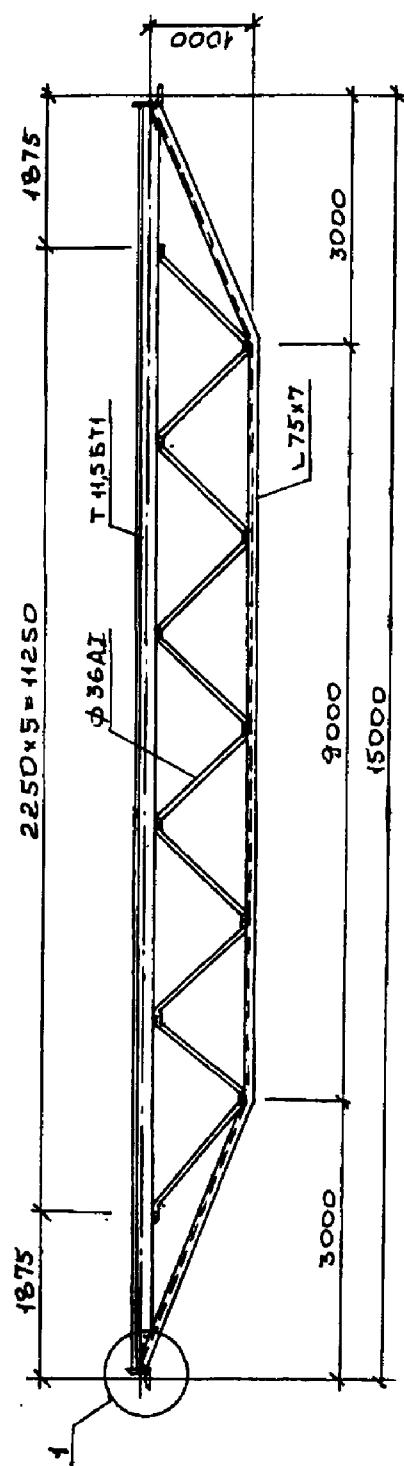


Рис. 53. Конструктивное решение прутковой фермы к примеру 7

Находим длины сварных швов из конструктивных условий:

– в соединении решетки с верхним поясом

$$\begin{aligned} l_{\omega} &= 2(h - z_{0,1})\operatorname{ctg}\beta + \frac{d}{\sin\beta} - 1 = \\ &= 2(11,5 - 2,6)\operatorname{ctg}42^{\circ} + \frac{3,6}{\sin 42^{\circ}} - 1 = \\ &= 2 \cdot 89 \cdot 1,11 + \frac{3,6}{0,67} - 1 = 24 \text{ см}, \end{aligned}$$

где h – высота тавра.

β – угол крепления первого (нисходящего) раскоса;

d – диаметр стержней.

– в соединении решетки с нижним поясом

$$\begin{aligned} l_{\omega} &= 2\sqrt{2}z_{0,1}\operatorname{ctg}\beta + \frac{d}{\sin\beta} - 1 = \\ &= 2\sqrt{2} \cdot 2,1 \cdot \operatorname{ctg}42^{\circ} + \frac{3,6}{\sin 42^{\circ}} - 1 = \\ &= 2 \cdot 1,41 \cdot 2,1 \cdot 1,11 + \frac{3,6}{0,67} - 1 = 11 \text{ см}. \end{aligned}$$

Фактическую длину сварных швов принимаем из расчета по конструктивным требованиям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. В.В.Бирюлев и др. Проектирование металлических конструкций: Специальный курс. – Л.: Стройиздат.1990.
2. Беленя Е.И., Балдин В.Л., Ведеников Г.С. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.
3. Бородич М.К., Цай Т.Н., Мандриков А.П. Строительные конструкции. Том 1. – М.: Стройиздат, 1984.
4. Ищенко И.И., Кутухтин Е.Г., Спиридонов В.М., Хромец Ю.Н. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1987.
5. Каплун Я.А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. – М.: Стройиздат, 1981.
6. Лихтярников Я.М., Ладыжинский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие. – Киев: "Будівельник", 1984.
7. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1991.
8. Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В. Металлические конструкции производственных сельскохозяйственных зданий. – Минск: "Вышэйшая школа", 1987.
9. К.К.Муханов. Металлические конструкции. – М.: Стойиздат, 1978.
10. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1980.
11. А.А.Нилов, В.А.Пермяков, А.Я.Прицкер. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник. – Киев, "Будівельник", 1986.
12. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
13. Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций (к главе СНиП II-23-81) – М.: Стройиздат, 1984.
14. Пособие по проектированию стальных конструкций из круглых труб. – /ЦНИИСК им.Кучеренко. – М.: 1983.

15. Рекомендации по проектированию стальных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей. – /ЦНИИПроектстальконструкция.– М.: 1988.
16. Рекомендации по проектированию стальных конструкций с применением круглых труб /ЦНИИСК им.Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1973.
17. Руководство по проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций /ВНИИПНПромстальконструкция. – М.: 1988.
18. Руководство по проектированию сварных ферм из одиночных уголков. - М.: Стройиздат, 1977.
19. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей/ЦНИИПроектстальконструкция - М.: 1978.
20. Сахновский М.М легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. - Киев: Будивельник, 1984.
21. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
22. СНиП 3.04.03-85. Защита строительных конструкций от коррозии. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
23. СНиП II-26-76. Кровли. - М.: Стройиздат, 1986.
24. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
25. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнение Разд.10 Прогибы и перемещения). - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
26. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
27. СНиП III-18-75. Металлические конструкции. - М.: Стройиздат, 1976.
28. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
29. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. - Л.: Стройиздат, 1975.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	4
2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ	5
3. УНИФИКАЦИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ РЕШЕТКИ ФЕРМЫ	14
4. КОНСТРУКЦИИ ЛЕГКИХ ФЕРМ	21
4.1. Фермы из двух симметричных уголков	21
4.1.1. Общие положения	21
4.1.2. Особенности расчета	21
4.1.3. Особенности конструирования	24
4.2. Фермы из одиночных уголков	25
4.2.1. Общие положения	25
4.2.2. Особенности расчета	26
4.2.3. Особенности конструирования	31
4.3. Фермы с поясами из широкополочных тавров	32
4.3.1. Общие положения	32
4.3.2. Особенности расчета	34
4.3.3. Особенности конструирования	36
4.4. Фермы с поясами из широкополочных двутавров	37
4.4.1. Общие положения	37
4.4.2. Особенности расчета	39
4.4.3. Особенности конструирования	40
4.5. Фермы из круглых труб	41
4.5.1. Общие положения	41
4.5.2. Особенности расчета	44
4.5.3. Особенности конструирования	46
4.6. Фермы из замкнутых гнутых профилей	46
4.6.1. Общие положения	46
4.6.2. Особенности расчета	49
4.6.3. Особенности конструирования	56
4.7. Прутковые фермы	56
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ	59
6. МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ И МОНТАЖЕ КОНСТРУКЦИЙ	61

7. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ И МОНТАЖУ КОНСТРУКЦИЙ.....	63
8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ.....	64
Пример 1. Расчет и конструирование стропильной фермы из уголков, соединенных в тавр.....	64
Пример 2. Расчет и конструирование стропильной фермы из одиночных уголков.....	86
Пример 3. Расчет и конструирование стропильной фермы с верхним поясом из широкополочного двутавра.....	99
Пример 4. Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из широкополочных тавров.....	116
Пример 5. Расчет и конструирование стропильной фермы из труб.....	133
Пример 6. Расчет и конструирование стропильной фермы из гнутосварных профилей.....	157
Пример 7. Расчет и конструирование стропильной прутковой фермы.....	173
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	181

Учебное издание

КУЗИН НИКОЛАЙ ЯКОВЛЕВИЧ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ
ПОКРЫТИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

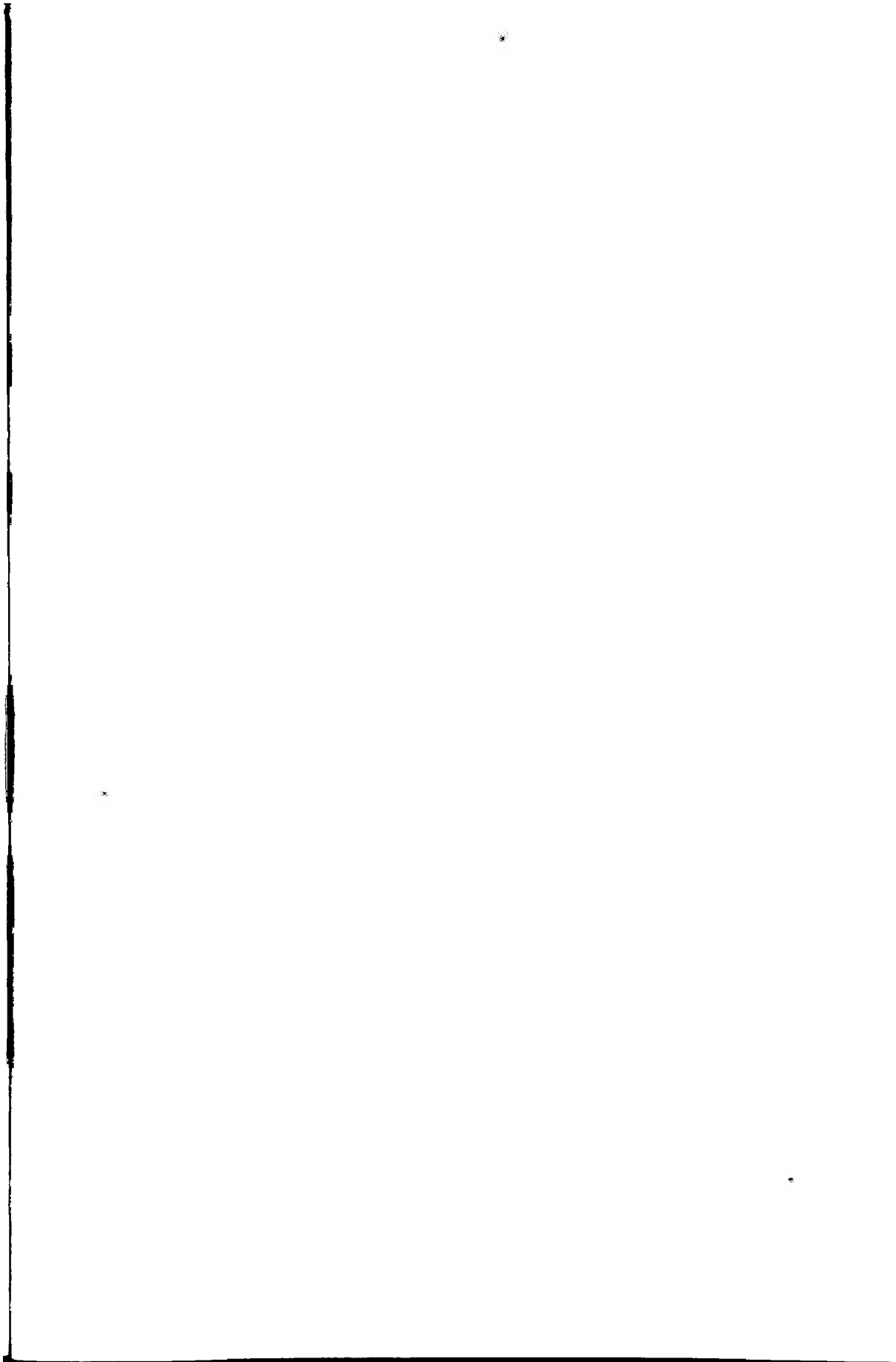
Учебное пособие

Редактор В.С.Кулакова
Верстка С.Г.Нестерова

Лицензия ЛР №071618 от 01.04.98 г.
Подписано в печать 26.10.98. Формат 60х88/16.
Бумага офсетная №1. Печать офсетная.
Усл.печ.л. 10,7. Уч.-изд.л.11,5. Тираж 1000 экз.
Заказ № 952

Издательство Ассоциация Строительных Вузов
129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26

Отпечатано с оригинал-макета в ППП «Типография «Наука»
121099, Москва, Шубинский пер., 6.



Н.Я. Кузин

**Проектирование и расчет
стальных ферм покрытий
промышленных зданий**

